

ESTUDIO DEL ANCLAJE POR ADHERENCIA Y EL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE REFUERZOS CON LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

por

JUAN JOSE CRUZ SOLIS

dirigida por

Lluís Gil Espert

Tesis presentada para obtener el título de Doctor por la
Universidad Politécnica de Cataluña



UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Barcelona, Octubre 2015

Universitat Politècnica de Catalunya, BARCELONATECH Escola
Tècnica Superior d'Enginyeries Industrial i Aeronàutica de
Terrassa Departament de Resistència de Materials i
Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació
Tecnològica d'Estructures i Materials



Acta de qualificació de tesi doctoral

Curs acadèmic:

Nom i cognoms

Programa de doctorat

Unitat estructural responsable del programa

Resolució del Tribunal

Reunit el Tribunal designat a l'efecte, el doctorand / la doctoranda exposa el tema de la seva tesi doctoral titulada

Acabada la lectura i després de donar resposta a les qüestions formulades pels membres titulars del tribunal, aquest atorga la qualificació:

☐

NO APTE

☐

APROVAT

☐

NOTABLE

☐

EXCEL·LENT

| | | | |
|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| (Nom, cognoms i signatura) | | (Nom, cognoms i signatura) | |
| President/a | | Secretari/ària | |
| (Nom, cognoms i signatura) | (Nom, cognoms i signatura) | (Nom, cognoms i signatura) | (Nom, cognoms i signatura) |
| Vocal | Vocal | Vocal | Vocal |

_____, _____ d'/de _____ de _____

El resultat de l'escrutini dels vots emesos pels membres titulars del tribunal, efectuat per l'Escola de Doctorat, a instància de la Comissió de Doctorat de la UPC, atorga la MENCIÓ CUM LAUDE:

☐

SÍ

☐

NO

| | |
|--|--|
| (Nom, cognoms i signatura) | (Nom, cognoms i signatura) |
| President de la Comissió Permanent de l'Escola de Doctorat | Secretari de la Comissió Permanent de l'Escola de Doctorat |

Barcelona, _____ d'/de _____ de _____

Agradecimientos

A Lluís Gil Espert, mi tutor, por invitarme a formar parte de este proyecto, por motivarme y guiarme con entusiasmo, por su asesoría y sobre todo por creer en mí; gracias Dr. Gil.

A todos mis compañeros del Departamento de Resistencia de Materiales y las Estructuras en la Ingeniería del Laboratorio para la Innovación Tecnológica de las Estructuras y los Materiales, Marco Antonio Pérez, Ernest Bernat, Jordi Marcè, Christian Escrig, Francesc Puigvert Cobos, Vicenç Andreu y especialmente Sonia Segura; por su apoyo y amistad que impulsaron esta investigación

A la Universidad Autónoma de Chiapas y en especial a la Facultad de Ingeniería, en donde me formé como ingeniero civil; por darme la oportunidad de participar en la formación de las nuevas generaciones y por postularme a la Beca PROMEP, gracias por tan grande apoyo y a todos mis amigos de tan noble institución.

A mis padres y hermanas; a mi esposa e hijos, gracias por todo el cariño, amor y apoyo que de ustedes recibo, gracias por ser los motores que impulsan mi nave.

A la vida, por hacerme sentir tan afortunado.

Juan José Cruz Solís

Octubre de 2015

Resumen

Las técnicas de refuerzo externo de laminados de CFRP adheridos a elementos de hormigón han avanzado fuertemente en la última década, obteniendo un procedimiento más efectivo además de ligero y fiable. Estos avances se han derivado de extensas investigaciones en el campo de los epoxi, fractura en el hormigón, comportamiento de la interface hormigón-epoxi y de la resistencia última de las fibras de carbono.

Intervenir en una estructura para incrementar la resistencia portante, es un proceso que debe desarrollarse con cuidado de no debilitar ninguna zona de la estructura existente en el intento por reforzarla; ante esta premisa, los refuerzos con laminados CFRP adheridos externamente proveen grandes ventajas sobre los refuerzos tradicionales en los que es necesario modificar la geometría existente y además, como consecuencia del refuerzo, incrementarla.

En la presente investigación se analizó el comportamiento del hormigón y del epoxi junto con los laminados en los ensayos a doble cortante que se realizaron en la primera etapa; esto permite conocer la distribución de tensiones a lo largo de la longitud adherida así como determinar la longitud efectiva de adherencia. Así como el tipo de falla al interior del hormigón y el patrón de fisura comúnmente presente en la zona más estresada.

En la segunda etapa de la investigación se probaron inicialmente vigas planas reforzadas externamente con laminados de CFRP y posteriormente se ensayaron vigas de canto. Durante esta etapa fue posible capturar el comportamiento de las deformaciones a lo largo del laminado así como las deformaciones en la cabeza de compresión, sobre la cara superior de las vigas. Se obtuvieron los momentos máximos resistentes para cada configuración de refuerzo externo y de caso de carga.

Con los datos obtenidos fue posible comparar tipos de fallo y resistencias máximas con los existentes en la bibliografía actual y verificar modelos simples propuestos en las normas de diseño de estructuras de hormigón reforzado con laminados adheridos externamente.

Finalmente se proponen modificaciones a los valores límites de los estados de deformación de los laminados para las fallas más comúnmente presentes en las vigas reforzadas con laminados de CFRP; y se realizan las recomendaciones para cada etapa del proceso de cálculo de la resistencia última a flexión.

Abstract

External reinforcement techniques with CFRP laminate adhered to concrete elements have advanced greatly over the past decade, obtaining a more effective method further lightweight and reliable. These advances have resulted from extensive research in the field of epoxy behavior, concrete fracture behavior, concrete-epoxy interface behavior and the ultimate strength of carbon fibers.

Intervene in a reinforced concrete structure to increase the load-bearing strength, it is a process that must be developed with careful not to weaken any area of the existing structure in an attempt to strengthen, given this premise, reinforcement externally bonded CFRP laminates provide great advantages over traditional techniques reinforcements where it is necessary to modify existing geometry and also increase it.

In this research the behavior of concrete and epoxy was analyzed together with the laminate in double shear tests that were conducted in the first stage. This allows to know the stress distribution along the bond length so as to determine the effective bond length, and the type of failure within the concrete and crack pattern commonly present in the most stressed area.

In the second stage of the investigation, initially flat beams were tested, externally reinforced with CFRP laminates and later deep beams was tested. During this stage it was possible to capture the behavior of the strain along the laminate and the strain in the extreme compression fiber. The maximum bending moment is obtained for each configuration of external CFRP reinforcement

With the data obtained it was possible to compare rates and maximum resistance to failure existing in the current literature and verify models proposed in the design standards of reinforced concrete structures with externally bonded laminates.

Finally, modifications to the limit values of the states of strain of laminates for failures most commonly present in the beams externally reinforced with CFRP laminates are proposed, and recommendations are made for each stage of calculation of bending strength.

Publicaciones

Lluís Gil Espert; **Juan Jose Cruz Solis**; Marco Antonio Pérez Martínez. A Pull-Shear Test for Debonding of FRP Laminates for Concrete Structures. Key engineering materials. 399, pp. 141 - 151. 03/2009. ISSN 1013-9826.

Maritzabel Molina Herrera; **Juan Jose Cruz Solis**; Sergio Horacio Oller Martinez; Horia Alejandro Barbat Barbat; Lluís Gil Espert. Estudio de la interfaz hormigón-epoxi-frp de un ensayo de doble cortante por medio de la teoría de mezclas serie/paralelo. Revista internacional de ingeniería de estructuras. 13-14 - 1, pp. 99 - 116. 2009. ISSN 1390-0315

Lluís Gil Espert; **Juan Jose Cruz Solis**. "Anchorage behavior and pre normative test for the reinforcement of concrete with CRFP laminates". En: Jornadas técnicas internacionales. Tecnología de la rehabilitación y gestión del patrimonio construido (REHABEND 2009). pp. 435 - 452. LABEIN Tecnalia, 31/10/2009. ISBN 978-84-8873-404-4

Lluís Gil Espert; **Juan Jose Cruz Solis**; Marco Antonio Pérez Martínez. "Ensayos para determinar el anclaje por adherencia entre laminados de fibras de carbono y hormigón armado". En: Resúmenes de comunicaciones. IV Congreso de Ache del Hormigón Estructural. pp. 257 - 258. Asociación Científico-técnica de Hormigón Estructural, ISBN 978-84-89670-62-4

Maritzabel Molina Herrera, **Juan José Cruz**, Sergio Oller, Alejandro Horia Barbat Barbat, Lluís Gil Espert. Estudio numérico-experimental de la interfaz hormigón-epoxi-FRP para una estructura reforzada sometida a doble corte. Métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería: Revista internacional, ISSN 0213-1315, Vol. 28, Nº 2, 2012, págs. 65-79.

Contenido

| | |
|--|----------|
| 1. Introducción | 1 |
| 1.1 Aspectos generales..... | 1 |
| 1.2 Motivación | 2 |
| 1.3 Objetivos..... | 4 |
| 2. Estado del Arte..... | 7 |
| 2.1 Aspectos generales..... | 7 |
| 2.2 Modelos de resistencia de anclaje para polímeros reforzados con fibras (FRP) | |
| adheridos a hormigón..... | 13 |
| 2.2.1 Introducción..... | 13 |
| 2.2.2 Modos de fallo..... | 19 |
| 2.2.3 Longitud efectiva de pegado..... | 19 |
| 2.2.4 Modelos existentes de resistencia a cortante del anclaje..... | 20 |
| 2.2.4.1 Modelos empíricos..... | 20 |
| 2.2.4.2 Modelos basados en la mecánica de fractura..... | 24 |
| 2.2.4.3 Modelos de diseño propuestos..... | 41 |
| 2.2.4.4 Modelo de ingeniería práctica..... | 43 |

| | |
|---|-----------|
| 2.3 Análisis de falla en vigas de hormigón armado reforzadas externamente con polímeros fibro-reforzados (EB FRP)..... | 44 |
| 2.3.1 Introducción..... | 44 |
| 2.3.2 Marco teórico..... | 46 |
| 2.3.3 Modelos existentes para el comportamiento por adherencia..... | 47 |
| 2.3.4 Modelos existentes para el comportamiento por cortante..... | 52 |
| 3. Ensayos de adherencia..... | 59 |
| 3.1 Ensayos pull – pull..... | 59 |
| 3.2 Preparación de los ensayos..... | 60 |
| 3.3 Configuración de los ensayos..... | 61 |
| 3.4 Descripción de los ensayos | 62 |
| 3.5 Resultados de los ensayos | 65 |
| 3.5.1 Relaciones fuerza deformación | 65 |
| 3.5.2 Comportamiento de las deformaciones..... | 69 |
| 3.6 Modos de falla | 73 |
| 4. Análisis de modelos de adherencia entre FRP y hormigón..... | 77 |
| 4.1 Introducción..... | 77 |
| 4.2 Análisis de los modelos existentes basados en energía de fractura (Gf)..... | 77 |
| 4.2.1 Modelo en el cual la energía de fractura (Gf) depende del hormigón..... | 78 |
| 4.2.1.1 Modelo de Neubauer y Rostásy [1997] | 79 |
| 4.2.1.2 Modelo de Karbhari et al. [2006] | 79 |
| 4.2.2 Modelos en donde Gf depende del f'_c y de la relación de anchos b_p/b_c | 79 |
| 4.2.2.1 Modelo de Holzenkämpfer [1994] | 80 |
| 4.2.2.2 Modelo de Monti et. al. [2003] | 80 |
| 4.2.2.3 Modelo de X.Z. Lu [2005] | 80 |
| 4.2.3 Modelo en donde Gf depende del hormigón, del laminado y del adhesivo..... | 81 |
| 4.2.3.1 Modelo de Ueda et. al. [2003] | 81 |
| 4.2.4 Modelo en donde Gf depende del hormigón y del adhesivo..... | 81 |

| | |
|---|------------|
| 4.2.4.1 Modelo de Yasmeen et. al. (2013) | 81 |
| 4.2.5 Comparación de modelos por bloques de características semejantes..... | 82 |
| 4.3 Perfiles de tensión cortante a lo largo del laminado..... | 88 |
| 5. Ensayos de vigas a flexión reforzadas externamente con CFRP..... | 93 |
| 5.1 Introducción..... | 93 |
| 5.2 Características, preparación y configuración de los ensayos a flexión..... | 93 |
| 5.2.1 Hormigonado de las vigas | 97 |
| 5.2.2 Preparación de la superficie de hormigón | 99 |
| 5.2.3 Colocación de los laminados sobre las vigas de hormigón armado | 99 |
| 5.2.4 Configuración de los ensayos | 100 |
| 5.2.5 Instrumentación de los ensayos | 107 |
| 5.2.5.1 Galgas extensométricas | 108 |
| 5.2.5.2 Medidores de desplazamiento | 114 |
| 5.3 Desarrollo de los ensayos..... | 115 |
| 5.4 Resultados de los ensayos | 123 |
| 5.4.1 Relaciones carga desplazamiento | 123 |
| 5.4.2 Distribución de deformaciones a lo largo de los laminados | 130 |
| 5.5 Tipos de fallo | 135 |
| 5.5.1 Fenomenología de fallas | 150 |
| 6. Análisis del comportamiento a flexión de vigas de H^a A^a reforzadas con laminados CFRP externamente adheridos..... | 151 |
| 6.1 Introducción | 151 |
| 6.2 Curva momento deflexión | 151 |
| 6.2.1 Vigas sin refuerzo externo | 153 |
| 6.2.2 Vigas con refuerzo externo de laminados CFRP..... | 161 |
| 6.2.3 Diagramas momento – deflexión de vigas ensayadas en laboratorio | 167 |
| 6.3 Procedimiento de cálculo propuesto..... | 174 |
| 6.3.1 Introducción..... | 174 |

| | |
|--|------------|
| 6.3.2 Secuencia de cálculo | 175 |
| 7. Conclusiones y trabajos futuros..... | 179 |
| 7.1 Ensayos de adherencia..... | 179 |
| 7.2 Ensayos a flexión..... | 180 |
| 7.3 Líneas de investigación a futuro..... | 182 |
| Referencias..... | 185 |

Lista de Figuras

| | |
|--|----|
| Fig. 2.1 Puente Afatlar, Bolu / Turquía (tomado de REM Structural Limited)..... | 9 |
| Fig. 2.2 Reforzamiento de sistemas de piso (tomado de www.buildings.com)..... | 9 |
| Fig. 2.3 Aplicación de CFRP adherido externamente en vigas (Tomado CPS Construction Group)..... | 9 |
| Fig. 2.4 Aplicación de CFRP adherido externamente en columnas de puentes (Tomado de U.S. Department of transportationFHA)..... | 10 |
| Fig. 2.5 Refuerzo de un paso subterráneo con sistema MBrace. (Tomado de la empresa Bettor MBT, S.A.)..... | 11 |
| Fig. 2.6 Proceso de fabricación de los laminados CFRP (tomado de U.S. Department of transportation FHA)..... | 11 |
| Fig. 2.7 Esquema de especímenes para ensayos a cortante simple y doble cortante..... | 14 |
| Fig. 2.8 Distribución de deformaciones en la pletina de material composite a lo largo de la longitud de adherencia (adaptado de Chajes 1996)..... | 14 |
| Fig. 2.9 Distribución de deformaciones en la pletina de material composite a lo largo de la longitud de adherencia (tomado de Täljsten 1997)..... | 15 |
| Fig. 2.10 Distribución de deformaciones en la pletina de material composite a lo largo de la longitud de adherencia (tomado de Bizindavyi y Neale 1999)..... | 16 |
| Fig. 2.11 Variables de los modelos empíricos..... | 20 |
| Fig. 2.12 Cortante promedio (Modelo Tanaka 1996)..... | 21 |
| Fig. 2.13 Carga última resistente (Modelo Tanaka 1996)..... | 21 |

| | |
|--|----|
| Fig. 2.14 Cortante promedio (Modelo de Hiroyuki y Wu 1997)..... | 22 |
| Fig. 2.15 Carga última resistente según Hiroyuki y Wu (Modelo de Hiroyuki y Wu 1997)..... | 22 |
| Fig. 2.16 Longitud efectiva – E_p/t_p (Modelo de Maeda 1997)..... | 23 |
| Fig. 2.17 Carga última – E_p/t_p (Modelo de Maeda 1997)..... | 23 |
| Fig. 2.18 Variables geométricas de los modelos basados en mecánica de fractura..... | 24 |
| Fig. 2.19 Modelos cortante – deslizamiento para uniones placa – hormigón (Yuan y Wu 1999)..... | 28 |
| Fig. 2.20 Ensayo Tirar-empujar (Pull-push)..... | 28 |
| Fig. 2.21 Ensayo Tirar-tirar (Pull-pull)..... | 28 |
| Fig. 2.22 Modelo preciso de X.Z. Lu (2005)..... | 33 |
| Fig. 2.23 Factor geométrico de X.Z. Lu (2005)..... | 35 |
| Fig. 2.24 Análisis paramétrico del Modelo preciso de X.Z. Lu (2005)..... | 36 |
| Fig. 2.25 Modelo bilineal de X.Z. Lu (2005)..... | 37 |
| Fig. 2.26 Modos de falla en vigas de hormigón armado EB FRP (adaptado de Saxena y otros 2008)..... | 46 |
| Fig. 3.1 Proceso de preparación de los ensayos de adherencia..... | 60 |
| Fig. 3.2 Ecuación constitutiva del hormigón H52..... | 60 |
| Fig. 3.3 Configuración ensayo doble cortante 3D..... | 61 |
| Fig. 3.4 Configuración ensayo doble cortante..... | 62 |
| Fig. 3.5 Configuración ensayo doble cortante, dimensiones en mm..... | 62 |
| Fig. 3.6 Configuración ensayo CS01 y CS02, dimensiones en mm..... | 62 |
| Fig. 3.7 Configuración ensayo CS03, dimensiones en mm..... | 63 |
| Fig. 3.8 Configuración ensayo CS04, dimensiones en mm..... | 64 |
| Fig. 3.9 Configuración general del ensayo cortante por flexión, CS05..... | 64 |
| Fig. 3.10 Configuración ensayo CS05, dimensiones en mm..... | 65 |
| Fig. 3.11 Ensayo CS05..... | 65 |
| Fig. 3.12 Curva carga – deformación ensayo CS01..... | 66 |
| Fig. 3.13 Curva carga – deformación ensayo CS02..... | 66 |
| Fig. 3.14 Curva carga – deformación ensayo CS03..... | 67 |
| Fig. 3.15 Curva carga – deformación ensayo CS04..... | 67 |
| Fig. 3.16 Curva carga – deformación ensayo CS05..... | 68 |

| | |
|---|----|
| Fig. 3.17 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, ensayo CS01 | 69 |
| Fig. 3.18 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, ensayo CS02 | 69 |
| Fig. 3.19 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, pre-falla, ensayo CS03 | 70 |
| Fig. 3.20 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, pos-falla, ensayo CS03 | 70 |
| Fig. 3.21 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, pre-falla, ensayo CS04 | 71 |
| Fig. 3.22 Detalle 01, pre-falla, ensayo CS04 | 71 |
| Fig. 3.23 Detalle 02, pre-falla, ensayo CS04 | 72 |
| Fig. 3.24 Detalle 02, pre-falla, ensayo CS05 | 72 |
| Fig. 3.25 Secuencia de fallo del espécimen CS01 | 74 |
| Fig. 3.26 Secuencia de fallo del espécimen CS02 | 75 |
| Fig. 3.27 Forma de la falla en el hormigón CS01 | 76 |
| Fig. 3.28 Forma de la falla en el hormigón CS02 | 76 |
| Fig. 4.1 Modelos de G_f dependientes del f'_c | 82 |
| Fig 4.2 Comparación de los Modelos con G_f dependiente de f'_c | 83 |
| Fig. 4.3a Curva $G_f - f'_c - \rho_p$ Holzenkämpfer (1994) | 84 |
| Fig. 4.3b Curva $G_f - f'_c - \rho_p$ Monti et al. (2003) | 84 |
| Fig. 4.3c Curva $G_f - f'_c - \rho_p$ X.Z. Lu (2005) | 84 |
| Fig. 4.3d Comparativa de modelos ($G_f - f'_c - \rho_p$) | 84 |
| Fig. 4.4 Comportamiento $P_{max} - G_f - E_{tp}$. Modelos de Holzenkämpfer (1994) y X.Z. Lu (2005) | 84 |
| Fig. 4.5 Comportamiento de los Modelos de la fig. 4.4 con los datos experimentales de la tabla 2.1 | 85 |
| Fig. 4.6a Curva cortante - deslizamiento Karbhari et al. (2006) | 85 |
| Fig. 4.6b Comportamiento $G_f - f'_c$ | 85 |
| Fig. 4.7 Comportamiento de los Modelos representados en las ecuaciones 4.8 y 4.9 en función de f'_c | 86 |
| Fig. 4.8 Comportamiento de los Modelos representados en las ecuaciones 4.8 y 4.9 en función de G_a | 87 |
| Fig. 4.9 Gráfica Bond - slip del modelo bilineal | 87 |
| Figura 4.10 (a) perfil de deformación | 88 |
| Figura 4.10 (b) Esquema de carga | 88 |
| Figura 4.11 Perfil de tensión cortante, CS01 | 89 |
| Figura 4.12 Perfil de tensión cortante, CS02 | 89 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.13 Perfil de tensión cortante, CS03..... | 89 |
| Figura 4.14 Perfil de tensión cortante, CS04..... | 89 |
| Fig. 5.1 Características del refuerzo de las vigas A01, A02 Y A03..... | 94 |
| Fig. 5.2 Características del refuerzo de las vigas B01, B02 Y B03..... | 94 |
| Fig. 5.3 Características del refuerzo de las vigas C01, C02 Y C03..... | 94 |
| Fig. 5.4 Características del refuerzo de las vigas CG..... | 96 |
| Fig. 5.5 Fabricación de las vigas de hormigón armado..... | 97 |
| Fig. 5.6 Ecuación constitutiva del hormigón H36..... | 97 |
| Fig. 5.7 Curva tensión deformación del acero B500S..... | 98 |
| Fig. 5.8 Preparación de la superficie..... | 99 |
| Fig. 5.9 Proceso de colocación de los laminados..... | 100 |
| Fig. 5.10 Configuración de carga para los ensayos A01, A02 y A03..... | 101 |
| Fig. 5.11 Configuración de carga para los ensayos B01, B02 y B03..... | 102 |
| Fig. 5.12 Configuración de carga para el ensayo CG 01..... | 103 |
| Fig. 5.13 Configuración de carga para el ensayo CG 02..... | 103 |
| Fig. 5.14 Configuración de carga para el ensayo CG 03..... | 104 |
| Fig. 5.15 Configuración de carga para el ensayo CG 04..... | 104 |
| Fig. 5.16 Configuración de carga para el ensayo CG 05..... | 105 |
| Fig. 5.17 Configuración de carga para el ensayo CG 06..... | 105 |
| Fig. 5.18 Configuración de carga para el ensayo CG 07..... | 106 |
| Fig. 5.19 Configuración de carga para el ensayo CG 08..... | 106 |
| Fig. 5.20 Configuración de carga para el ensayo CG 09..... | 107 |
| Fig. 5.21 Galga tipo colocada sobre los laminados..... | 108 |
| Fig. 5.22 Distribución de galgas sobre viga A02..... | 108 |
| Fig. 5.23 Distribución de galgas sobre viga A03..... | 109 |
| Fig. 5.24 Distribución de galgas sobre viga B01..... | 109 |
| Fig. 5.25 Distribución de galgas sobre viga B02..... | 109 |
| Fig. 5.26 Distribución de galgas sobre viga B03..... | 109 |
| Fig. 5.27 Distribución de galgas sobre viga C01..... | 110 |

| | |
|---|-----|
| Fig. 5.28 Distribución de galgas sobre viga C02..... | 110 |
| Fig. 5.29 Distribución de galgas sobre viga C03..... | 110 |
| Fig. 5.30 Distribución de galgas sobre viga CG01..... | 111 |
| Fig. 5.31 Distribución de galgas sobre viga CG02..... | 111 |
| Fig. 5.32 Distribución de galgas sobre viga CG03..... | 112 |
| Fig. 5.33 Distribución de galgas sobre viga CG04..... | 112 |
| Fig. 5.34 Distribución de galgas sobre viga CG05..... | 112 |
| Fig. 5.35 Distribución de galgas sobre viga CG07..... | 113 |
| Fig. 5.36 Distribución de galgas sobre viga CG08..... | 113 |
| Fig. 5.37 Distribución de galgas sobre viga CG09..... | 113 |
| Fig. 5.38 Posición de los medidores de desplazamiento (LVDT)..... | 114 |
| Fig. 5.39 Ensayo viga A01 , viga de control..... | 115 |
| Fig. 5.40 Ensayo viga A02..... | 115 |
| Fig. 5.41 Ensayo viga A03..... | 116 |
| Fig. 5.42 Ensayo viga B01..... | 116 |
| Fig. 5.43 Ensayo viga B02..... | 117 |
| Fig. 5.44 Ensayo viga B03..... | 117 |
| Fig. 5.45 Ensayo viga C01..... | 117 |
| Fig. 5.46 Ensayo viga C02..... | 118 |
| Fig.5.47 Ensayo viga C03..... | 118 |
| Fig. 5.48 Ensayo viga CG01..... | 119 |
| Fig. 5.49 Ensayo viga CG02..... | 119 |
| Fig. 5.50 Ensayo viga CG03..... | 120 |
| Fig. 5.51 Ensayo viga CG04..... | 120 |
| Fig. 5.52 Ensayo viga CG05..... | 121 |
| Fig. 5.53 Ensayo viga CG06..... | 121 |
| Fig. 5.54 Ensayo viga CG07..... | 122 |
| Fig. 5.55 Ensayo viga CG08..... | 122 |
| Fig. 5.56 Ensayo viga CG09..... | 123 |

| | |
|--|-----|
| Fig. 5.57 Curvas carga – desplazamiento máximo, vigas grupo A..... | 124 |
| Fig. 5.58 Curvas momento – desplazamiento máximo, vigas grupo B..... | 125 |
| Fig. 5.59 Curvas momento – desplazamiento máximo, vigas grupo C..... | 126 |
| Fig. 5.60 Viga CG01..... | 127 |
| Fig. 5.61 Viga CG02..... | 127 |
| Fig. 5.62 Viga CG03..... | 127 |
| Fig. 5.63 Viga CG04..... | 127 |
| Fig. 5.64 Viga CG05..... | 128 |
| Fig. 5.65 Viga CG06..... | 128 |
| Fig. 5.66 Viga CG07..... | 128 |
| Fig. 5.67 Viga CG08..... | 128 |
| Fig. 5.68 Viga CG09..... | 129 |
| Fig. 5.69 Comparativa de las Vigas CG01, CG02, CG03 y CG06..... | 129 |
| Fig. 5.70 Comparativa de las Vigas CG01 y CG07..... | 130 |
| Fig. 5.71 Curva Carga – deformación (galgas colocadas sobre fisuras), Viga A02..... | 131 |
| Fig. 5.72 a) Curva Carga – deformación (galgas colocadas sobre fisuras), Viga B01..... | 131 |
| Fig. 5.72 b) Curva Carga – deformación (galgas colocadas entre fisuras), Viga B01..... | 132 |
| Fig. 5.73 Curva Carga – deformación (galgas colocadas sobre fisuras), Viga B02..... | 132 |
| Fig. 5.74 Curva Carga – deformación (galgas colocadas sobre fisuras), Viga B03..... | 132 |
| Fig. 5.75 Curva Carga – deformación (galgas colocadas sobre fisuras), Viga C01..... | 133 |
| Fig. 5.76 Curva Carga – deformación (galgas colocadas sobre fisuras), Viga C02..... | 133 |
| Fig. 5.77 Curva Carga – deformación (galgas colocadas sobre fisuras), Viga C03..... | 133 |
| Fig. 5.78 Curva Carga – deformación Viga CG01..... | 134 |
| Fig. 5.79 Curva Carga – deformación Viga CG02..... | 134 |
| Fig. 5.80 Curva Carga – deformación Viga CG03..... | 134 |
| Fig. 5.81 Curva Carga – deformación Viga CG04..... | 134 |
| Fig. 5.82 Curva Carga – deformación Viga CG05..... | 134 |
| Fig. 5.83 Curva Carga – deformación Viga CG07..... | 134 |
| Fig. 5.84 Curva Carga – deformación Viga CG08..... | 135 |

| | |
|--|-----|
| Fig. 5.85 Curva Carga – deformación Viga CG09..... | 135 |
| Fig. 5.86 Tipo de falla en ensayo de viga de control AO1 | 135 |
| Fig. 5.87 Tipo de falla en ensayo de viga AO2..... | 136 |
| Fig. 5.88 Tipo de falla en ensayo de viga AO3..... | 136 |
| Fig. 5.89 Tipo de falla en ensayo de viga BO1 | 137 |
| Fig. 5.90 Tipo de falla en ensayo de viga BO2..... | 137 |
| Fig. 5.91 Tipo de falla en ensayo de viga BO3..... | 137 |
| Fig. 5.92 Tipo de falla en ensayo de viga CO1..... | 138 |
| Fig. 5.93 Tipo de falla en ensayo de viga CO2..... | 138 |
| Fig. 5.94 Tipo de falla en ensayo de viga CO3..... | 139 |
| Fig. 5.95 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG01 | 140 |
| Fig. 5.95 b) Tipo de fallo en ensayo viga CG01 (cámara de alta velocidad)..... | 141 |
| Fig. 5.95 c) Tipo de falla en ensayo de viga CG01 (detalle)..... | 142 |
| Fig. 5.96 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG02..... | 142 |
| Fig. 5.96 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG02 (detalle) | 143 |
| Fig. 5.97 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG03..... | 143 |
| Fig. 5.97 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG03 (detalle)..... | 144 |
| Fig. 5.98 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG04..... | 144 |
| Fig. 5.98 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG04 (cámara de alta velocidad)..... | 145 |
| Fig. 5.99 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG05..... | 146 |
| Fig. 5.99 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG05 (detalle)..... | 146 |
| Fig. 5.100 Tipo de falla en ensayo de viga CG06..... | 147 |
| Fig. 5.101 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG07 | 147 |
| Fig. 5.101 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG07 (Cámara de alta velocidad)..... | 147 |
| Fig. 5.102 Tipo de falla en ensayo de viga CG08..... | 148 |
| Fig. 5.103 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG09..... | 149 |
| Fig. 5.103 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG09 (detalle) | 149 |
| Fig. 5.104 a) Falla por peeling | 150 |
| Fig. 5.104 b) Falla por desprendimiento (debonding)..... | 150 |

| | |
|--|-----|
| Fig. 6.1 Modelo esquemático de la curva momento – deflexión | 152 |
| Fig. 6.2 Esquema de carga..... | 152 |
| Fig. 6.3 Modelo constitutivo para el hormigón..... | 152 |
| Fig. 6.4 Distribución interna de deformaciones y tensiones para vigas doblemente armadas | 153 |
| Fig. 6.5 Distribución interna de deformaciones y tensiones en la sección plana | 161 |
| Fig. 6.6 Momento – deflexión de la viga CG06..... | 167 |
| Fig. 6.7 Momento – deflexión de la viga CG01 | 168 |
| Fig. 6.8 Momento flector – Eje Neutro (CG01)..... | 169 |
| Fig. 6.9 Momento flector – Curvatura (CG01)..... | 169 |
| Fig. 6.9 Momento flector – Eje Neutro (CG01)..... | 169 |
| Fig. 6.10 Momento actuante vs desplazamiento en el centro de viga (CG01)..... | 169 |
| Fig. 6.11 Momento flector – Curvatura (CG01)..... | 170 |
| Fig. 6.12 Momento – deflexión de la viga CG02..... | 170 |
| Fig. 6.13 Distribución de deformaciones en el laminado y en el hormigón (CG02)..... | 171 |
| Fig. 6.14 Momento flector – Eje Neutro (CG02)..... | 171 |
| Fig. 6.15 Momento actuante vs desplazamiento en el centro de viga (CG02)..... | 171 |
| Fig. 6.16 Momento flector – Curvatura (CG02)..... | 172 |
| Fig. 6.17 Momento – deflexión de la viga CG03..... | 172 |
| Fig. 6.18 Distribución de deformaciones en el laminado y en el hormigón (CG03)..... | 173 |
| Fig. 6.19 Momento flector – Eje Neutro (CG03)..... | 173 |
| Fig. 6.20 Momento actuante vs desplazamiento en el centro de viga (CG03)..... | 173 |
| Fig. 6.21 Momento flector – Curvatura (CG03)..... | 174 |
| Fig. 6.22 Diagrama de flujo..... | 177 |
| Fig. 7.1 Esquema de carga | 182 |
| Fig. 7.2 Configuración de la viga CG 10 | 182 |
| Fig. 7.3 Geometría del ensayo de la Viga CG 10 | 183 |
| Fig. 7.4 Ensayo de la viga CG 10..... | 183 |
| Fig. 7.5 Colocación de las galgas en las caras superior e inferior de la viga CG 10..... | 184 |
| Fig. 7.6 Gráfica Fuerza – desplazamiento de la viga CG 10 | 184 |

Lista de Tablas

| | |
|--|-----|
| Tabla 2.1 Datos de ensayos de cortante simple y doble cortante [Adaptada de X.Z Lu et al. 2005]..... | 17 |
| Tabla 3.1 Datos técnicos del laminado MBrace..... | 63 |
| Tabla 3.2 Resumen carga máxima – deformación..... | 68 |
| Tabla 4.1 Modelos similares para determinar la longitud efectiva..... | 78 |
| Tabla 7.1 Ubicación de galgas extensométricas | 183 |

Notación

| | |
|-----------|--|
| A_c | Área de la sección de hormigón |
| A_s | Área de acero de tracción |
| A'_s | Área de acero de compresión |
| A_f | Área de la sección fibra |
| b_p | Ancho de placa adherida |
| b_c | Ancho del elemento de hormigón |
| c | Profundidad del eje neutro |
| C_c | Fuerza de compresión en el hormigón |
| C'_s | Fuerza de compresión en el acero |
| d | Peralte efectivo (con respecto al acero de tracción) |
| d' | Peralte efectivo (con respecto al acero de compresión) |
| E_c | Módulo elástico del hormigón |
| E_p | Módulo de Young de la placa adherida |
| f'_c | Resistencia a compresión del hormigón |
| f_t | Resistencia a tracción del hormigón |
| f_{ctm} | Resistencia a tracción promedio del hormigón |
| f_{cu} | Resistencia a compresión del hormigón (espécimen cubo) |

| | |
|-----------------|--|
| f_s | tensión en el acero de tracción |
| f'_s | tensión en el acero de compresión |
| f_{te} | tensión en la fibra de tracción |
| G_a | Módulo a cortante del adhesivo |
| G_f | Energía de fractura del hormigón |
| h | Peralte del elemento de hormigón |
| I | Momento de inercia de la sección de hormigón |
| I_{cr} | Momento de inercia de la sección fisurada de hormigón |
| L | Longitud de adherencia |
| L_e | Longitud efectiva adherida |
| M_{db} | Momento flector de desprendimiento de laminado |
| $M_{db,end}$ | Momento flector de desprendimiento por extremo del laminado |
| M_u | Momento último |
| M_f | Momento de fluencia |
| P_{max} | Carga máxima resistente por la unión adherida |
| $P_{max,s}$ | Carga máxima de servicio en la unión adherida |
| T_s | Fuerza en el acero de tracción |
| T_f | Fuerza en la fibra de tracción |
| t_a | Espesor del adhesivo |
| t_c | Espesor del elemento de hormigón |
| t_p | Espesor de la placa adherida |
| V_{db} | Fuerza cortante de desprendimiento |
| β_p | Factor geométrico relacionado con el ratio de anchos b_p/b_c |
| δ_{max} | Flecha máxima en la viga |
| ϵ_c | Deformación de compresión en el hormigón |
| ϵ_{co} | Deformación máxima de compresión en el hormigón |
| ϵ_{db} | Deformación de desprendimiento del laminado |

| | |
|------------------------|--|
| $\mathcal{E}_{db,min}$ | Deformación mínima de desprendimiento del laminado |
| $\mathcal{E}_{db,max}$ | Deformación máxima de desprendimiento del laminado |
| σ_p | Tensión en la placa adherida en el momento de la falla |
| τ_u | Cortante promedio |
| τ_{max} | Cortante máximo |

Glosario

Compuesto (*Composite*) Una combinación de dos o más materiales constituyentes diferentes en forma o en composición en una macro escala. Nota: los materiales constituyentes conservan sus propiedades, esto es, no se disuelven o fusionan completamente en otro diferente, aunque actúan en consecuencia. Normalmente, los componentes pueden ser identificados físicamente y exhiben una interface entre uno y otro.

CFRP—Polímero fibro-reforzado de carbono (*carbon fiber reinforced polymer*) Están compuestos por un polímero (también llamado la matriz) que junto a los aditivos forman la resina, más la incorporación de una fibras de carbono emplazadas linealmente.

Curado de los sistemas de FRP (*Cure of FRP systems*) El proceso que causa el cambio irreversible en las propiedades de una resina de endurecimiento térmico por reacción química. El curado esta típicamente acompañado de agentes de curado (cross-linking) o iniciadores, con o sin calor y presión. El curado completo es el punto en el cuál una resina alcanza sus propiedades específicas. No-curado, es la condición donde las propiedades especificadas no han sido alcanzadas.

Degradación (*Degradation*) Es el deterioro en la calidad de la propiedades mecánicas de un material.

Desprendimiento (*Debonding*) Es la separación en la interface entre el sustrato y el material adherente.

Delaminación (*Delamination*) Es la separación a lo largo de un plano paralelo a la superficie, como en la separación de una a otra capa del laminado FRP.

Epóxico, epoxi (*Epoxy*) Un polímero de endurecimiento térmico que es el producto de la reacción de una resina epóxica y un amino-endurecedor. (Ver también Resina epóxica.)

Fibra (*Fiber*) Cualquier hilo fino natural u objeto sintético de origen mineral u orgánico. Nota: este término generalmente es usado para materiales cuya longitud es al menos 100 veces su diámetro.

Fibra de aramida (*aramid fiber*) Fibra en la que cadenas de moléculas de poliamida aromática se orientan a lo largo de eje de la fibra para explotar la fuerza del enlace químico.

Fibra de carbono [*carbon fiber*] Fibra producida por materiales orgánicos precursores de calor conteniendo una cantidad sustancial de carbón, tales como rayon, producidos en poli-acrilo-nitrilo (PAN), o lanzados en un ambiente inerte.

Fibra de vidrio [*glass fiber*] Arreglo de fibras de un producto inorgánico de fusión que fue enfriado sin cristalización. En los tipos de fibras de vidrio se incluyen los alcalino-resistentes (AR-glass), de propósito general (E-glass), y de alta resistencia (S-glass).

Interface [*interface*] región situada entre dos cuerpos adheridos.

Longitud de desarrollo, FRP [*Development length, FRP*] La distancia de pegado requerida para transferir las tensiones del concreto a el FRP así como para desarrollar la resistencia del sistema FRP.

Laminado [*laminate*] múltiples capas o laminas moldeadas juntas; término empleado para definir una lámina de matriz/fibra de fabricación extruida.

NSM [*near-surface-mounted*] Embebidas cerca de la superficie.

Polímero Fibro-reforzado [*Fiber-reinforced polymer (FRP)*] Un término general para un material compuesto que consiste de una matriz polímero reforzada con tejido, hebra, u otra forma de fibra. Ver Compuesto (Composite).

Resina epóxica [*Epoxy resin*] Una clase de sistema orgánico químico-adherido usado en la preparación de capas especiales o adhesivos para concreto como encarpados en morteros resino-epóxicos.

Sustrato de concreto [Concrete substrate] El concreto existente o cualquier material cementicio de reparación usado para reparar o reemplazar el concreto existente. El sustrato puede consistir completamente de concreto existente, completamente de materiales de reparación, o de una combinación entre concreto existente y material de reparación. El sustrato incluye la superficie sobre la cuál será instalado el sistema de FRP.

Capítulo 1

Introducción

1.1 Aspectos generales

A partir de la invención del hormigón armado en 1854, se inicia una nueva etapa en la ingeniería, al emplearse las estructuras de hormigón armado para erigir edificios, unir caminos, contener terrenos, levantar presas y todos los usos que se conocen en la actualidad; derivado de estos usos, se hace inevitable sufran algún tipo de daño, ante este hecho, se presenta la necesidad de repararlas para poder seguir haciendo uso de ellas. Por otra parte también existe la necesidad del cambio de uso o actualización de funciones y con esto también se hace necesario incursionar en ellas para incrementar la capacidad portante.

Derivado de las dos necesidades mencionadas, reparación y reforzamiento, se han desarrollado técnicas para incrementar la capacidad portante de las estructuras de hormigón armado. En la década de los 60's se inicia el refuerzo de elementos de hormigón armado adhiriendo a ellos láminas de acero, esta alternativa presentó dos grandes inconvenientes, el peso adicionado a la estructuras y la corrosión inherente al material.

El método de reparación tenía bondades y es a partir del uso industrializado de los nuevos materiales como la fibra de vidrio y la fibra de carbono que se recupera el proceso de adherir piezas de un material que presentaba las mismas ventajas que el acero pero que anulaba las dos grandes desventajas señaladas, incremento sustancial del peso añadido y la corrosión.

Así es como se inicia el uso de laminados de polímeros fibro-reforzados en la industria de la construcción.

En el presente estudio, en la parte inicial, se desarrollaron una serie de ensayos a doble cortante para analizar el comportamiento de adherencia entre el hormigón y los laminados de fibras de carbono. Posteriormente se implementaron ensayos encaminados al conocimiento del comportamiento de elementos trabajando a flexión previamente reforzados con laminados de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP).

1.2 Motivación

En el último foro realizado en el 2007 por “Journal of composites for construction” en donde se contó con representantes académicos, de la industria de los laminados reforzados con fibras (FRP), ingenieros consultores y agencias de gobierno de los Estados Unidos de Norteamérica, Canadá, Gran Bretaña y otros países, se crearon ocho sesiones de trabajo en los siguientes temas:

- 1) Refuerzos internos con FRP
- 2) Refuerzos externos con FRP
- 3) Durabilidad
- 4) Control de calidad, evaluación no destructiva, y monitorización del estado estructural
- 5) Cargas extremas y fuego
- 6) Materiales híbridos y avanzados
- 7) Nuevas aplicaciones de FRP en infraestructura
- 8) Enfoque y priorización de la investigación

Como resultado de este foro se establecieron prioridades para la investigación, las cuales se resumen a continuación:

Durabilidad y tópicos de relacionados con el comportamiento.

1) Identificación de ambientes apropiados para ensayos de durabilidad.

Actualmente existen discrepancias entre investigadores e ingenieros de obra acerca de cuáles son exactamente los parámetros (ambientales) que se deben considerar cuando se usan materiales FRP; estos parámetros dependen totalmente de los climas regionales y prácticas de mantenimiento.

2) Desarrollo de estándares para métodos de ensayo de durabilidad – exposición ambiental.

Estos métodos son requeridos tanto para aplicaciones de FRP internos como FRP externos.

3) Estudios de durabilidad de las medidas de reforzamiento y/o reparación con FRP adheridos externamente.

Identificación de las propiedades dependientes del tiempo y sus efectos en el comportamiento de estos materiales así como los factores asociados a las cargas (incluyendo la fatiga)

4) Estudios de durabilidad de refuerzos internos de FRP.

Identificación de las propiedades dependientes del tiempo y sus efectos en el comportamiento de estos materiales así como los factores asociados a las cargas (incluyendo la fatiga y cargas sostenidas) sobre todo el comportamiento in-situ.

5) Predicción de la vida de servicio de FRP reforzando estructuras.

Desarrollar modelos para extrapolar los resultados de ensayos de corto tiempo a modelos de vida de servicio a largo tiempo

6) Resistencia al fuego y protección de FRP reforzando estructuras.

Actualmente se conoce muy poco del comportamiento ante el fuego de los materiales FRP alojados en hormigón o externamente aplicados. Las técnicas de modelación deben desarrollarse y verificarse para predecir el comportamiento ante el fuego.

7) Resistencia sísmica de los sistemas FRP.

Actualmente se emplean sistemas FRP para refuerzo estructural, incluyendo los efectos de cargas sísmicas. Más allá de ensayos seudo - estáticos, que no capturan los efectos de la tasa de deformación, se conoce muy poco del comportamiento de estos sistemas de refuerzo ante cargas extremas. Es necesario desarrollar métodos para evaluar la utilidad de los sistemas FRP existentes e innovadores para la mitigación de los efectos de cargas extremas.

Nuevos materiales y sistemas.

1) Materiales Híbridos e innovadores.

A menudo los materiales FRP no son apropiados mecánicamente para aplicaciones en infraestructuras de hormigón. Las investigaciones apuntan al desarrollo de nuevos materiales FRP híbridos que tengan propiedades mejor ajustadas al hormigón.

2) Esquemas innovadores de reforzamiento.

Tomando las ventajas propias de los materiales FRP, desarrollar esquemas que hagan más efectiva la relación coste – efectividad.

3) Sistemas de monitorización automatizados del estado estructural.

Desarrollo de sistemas de sensores integrados para facilitar una mejor monitorización del estado estructural y pueden ser desarrollados para permitir a la estructura interactuar con sus ocupantes y el uso asociado.

Investigación a futuro

Impulsar las propiedades de los materiales FRP en aplicaciones de infraestructura.

Propiedades materiales innovadoras.

La naturaleza versátil de los materiales FRP los coloca bien situados para desarrollar un amplio espectro de propiedades materiales únicas. El desempeño excepcional a fatiga de los materiales CFRP los hacen buen prospecto para sistemas de control estructural activo.

Materiales FRP en la construcción sostenible.

Los materiales FRP son considerados para representar una herramienta muy sostenible de construcción. Los materiales FRP tienen un impacto relativamente grande en el coste; sin embargo se emplean pocos recursos para llegar a un significativo beneficio estructural.

Finalmente, en este foro se reconoció la importancia de la colaboración entre la academia y la industria para poder realizar acuerdos de colaboración que permitan avanzar en la investigación.

Considerando la situación actual de la investigación y desarrollo de los materiales FRP y de los recursos con que se cuenta en el Departamento de Resistencia de materiales de la UPC, se decide que el estudio estará enfocado en el estudio de vigas a flexión reforzadas externamente con laminados de fibras de carbono y posteriormente comparar los modelos de diseño existentes y la propuesta de un modelo que permita englobar el comportamiento a flexión de elementos de hormigón armado reforzados externamente con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP).

1.3 Objetivos

El objetivo principal de la tesis será profundizar en el estudio del refuerzo a flexión en elementos de hormigón armado utilizando materiales composites (laminados de fibras de carbono CFRP). Existen numerosos grupos trabajando en el desarrollo de códigos y normativas, por consiguiente nos encontramos ante una tecnología madura pero en fase de "industrialización". Todavía existen numerosas lagunas acerca del comportamiento resistente del refuerzo con laminados y es necesaria la investigación para mejorar la seguridad de los diseños.

Para abordar el objetivo general se plantean dos objetivos específicos:

1. Estudio del mecanismo resistente en la zona de anclaje del laminado y del elemento de hormigón. Está demostrado que la efectividad del laminado depende de la capacidad de desarrollar esfuerzos. El laminado únicamente puede entrar en tracción si la zona de anclaje actúa como punto rígido. La similitud con el armado de barras es evidente, en el hormigón armado el acero sólo puede desarrollar una capacidad portante de acuerdo con la longitud efectiva de anclaje de que se dispone. El anclaje del laminado se realiza mediante productos químicos que crean una interface que dificulta aún más la predicción de comportamiento. El trabajo de laboratorio pretende desarrollar mediciones fiables de la capacidad de anclaje de los laminados adheridos al hormigón.
2. Estudio del mecanismo de flexión del refuerzo para obtener criterios de dimensionamiento óptimo. La flexión provoca esfuerzos concomitantes de flexión y cortante. La combinación de ambos esfuerzos genera estados de tensiones mixtos (diferentes direcciones) donde las direcciones principales se van curvando a lo largo de las vigas. Por consiguiente, el esfuerzo rasante en la interficie del laminado no está sometido a un cortante puro y se producen tensiones en direcciones inclinadas. Este estado de tensiones complejo requiere un estudio más detallado para modificar las capacidades portantes del anclaje y determinar el porcentaje de entrada en carga que puede soportar el laminado.

En la satisfacción de los objetivos se debería abordar:

- Descripción de la fenomenología del anclaje químico (epoxi) trabajando bajo las siguientes condiciones:
 - Bajo cortante puro y
 - bajo flexión-cortante
- Formulación de un modelo para el dimensionamiento del anclaje.
- Calibración de modelos existentes para el diseño de vigas de hormigón armado reforzadas externamente con laminados fibro-reforzados trabajando a flexión.
- Formulación de un modelo con fines de diseño para el refuerzo de vigas de hormigón armado reforzadas externamente con laminados fibro-reforzados trabajando a flexión.

Capítulo 2

Estado del Arte

2.1 Aspectos generales

Las estructuras de hormigón armado pueden ser reforzadas para incrementar su resistencia o reparadas para recuperar su capacidad portante. Estos refuerzos suelen ser de materiales con alta resistencia a la tracción colocados en la zona de máximas tensiones de tracción. Actualmente también es posible el refuerzo de estructuras de hormigón armado trabajando bajo tensiones de compresión para incrementar el confinamiento como es el caso de los pilares de edificios y soportes de puentes, empleando distintos sistemas integrales de refuerzo.

Este tipo de refuerzos se ha desarrollado durante los últimos años, empleando en un inicio láminas de acero las cuales tienen como principal desventajas la baja resistencia a la corrosión y su elevado peso; en vista de estos factores surgieron los materiales composites como una opción con mayores prestaciones a tracción y alta resistencia a la corrosión y un bajo peso.

Como principales sistemas de refuerzos de estructuras de hormigón armado, podemos mencionar:

Laminados de acero

El refuerzo de elementos de hormigón armado a través de láminas de acero adheridas externamente se inició en la década de los 60's y se incrementó notablemente en la década de los 70's [Irwin 1975; Solomon et al. 1976; MacDonald 1978; Berger et al. 1978]. La técnica cobró popularidad debido a su relación bajo coste-efectividad y a su versatilidad.

El comportamiento de vigas dañadas de hormigón armado reforzadas externamente con láminas de acero, fue investigado usando mecánica de fractura elástica-lineal (LEFM) y el método de elementos finitos (FEM). Los estudios incluyeron la investigación de la falla por desprendimiento de la interface entre la lámina de acero y el adhesivo debido a las tensiones de cortante que existen en la interface. Se emplearon los principios de conservación de la ley elástica para determinar la tasa de liberación de energía crítica de deformación necesaria para causar la propagación de la fractura en la interface.

En función de esas hipótesis, las investigaciones se centraron en calcular la carga crítica que puede ocasionar la falla por desprendimiento. Los tipos de fallas más comunes estudiados en este tipo de refuerzos fueron, a) la falla por desprendimiento de la interface antes de que el acero de la lámina fluya, y b) la falla por fluencia del acero o desprendimiento del hormigón antes del desprendimiento de la interface.

Una década más tarde se empezó a popularizar el uso de laminados reforzados con fibras (FRP) y empezaron a cobrar relevancia a medida que se hacían significantes sus ventajas sobre los laminados de acero.

Sistemas FRP adheridos externamente para refuerzos de estructuras

Los sistemas FRP adheridos externamente han sido usados para reforzar y reparar estructuras de hormigón armado alrededor del mundo desde mediados de los años 80's. El número de proyectos que han utilizado sistemas FRP se ha incrementado drásticamente durante los últimos 15 años.

Los elementos estructurales reforzados con sistemas FRP adheridos externamente incluyen vigas, losas, columnas, muros, chimeneas, túneles, silos y otros elementos más. Estos sistemas también han sido usados para reforzar obra de fábrica, elementos de madera y algunas estructuras de acero.

La idea de reforzar estructuras de hormigón armado con sistemas FRP adheridos externamente no es nueva, los sistemas FRP fueron desarrollados como una alternativa a las técnicas tradicionales de refuerzo con láminas de acero adheridas externamente y los encamisados de columnas de hormigón.

El desarrollo inicial de los sistemas de FRP adheridos externamente ocurrió en la década de 1980 simultáneamente en Europa y Japón. En Europa. Los sistemas FRP adheridos externamente fueron desarrollados como alternativa a los refuerzos tradicionales con láminas de acero adheridas externamente. Las placas de acero adheridas con resinas epoxi sobre la zona de tensión de los elementos de hormigón armado incrementaban la resistencia a flexión. Esta técnica fue usada alrededor del mundo para reforzar muchos puentes y edificios. Ya que el acero puede corroerse con facilidad deteriorando así la adherencia con el hormigón y además

requiere de equipo pesado para su instalación, fue necesario desarrollar sistemas como los FRP adheridos externamente.



Figura 2.1 Puente Afatlar, Bolu / Turquía (tomado de REM Structural Limited)

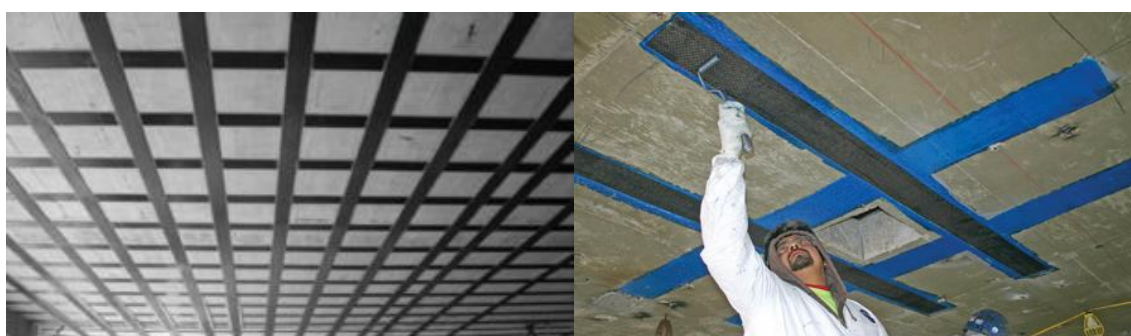


Figura 2.2 Reforzamiento de sistemas de piso (tomado de www.buildings.com)

Los primeros trabajos de investigación usando materiales FRP para reparar estructuras de hormigón armado se realizaron en 1978 en Alemania (Worf and Miessler 1989). Los sistemas FRP se emplearon por primera vez para el refuerzo de columnas durante los 80's en Japón (Fardis and Khalili 1981; Katsumata et al. 1987). El uso de estos sistemas se incremento después del terremoto de Hyogoken Nanbu en 1995 (Nanni 1995).

En los Estados Unidos de Norteamérica, a pesar de que existió interés en los materiales FRP desde los 30's, no fue hasta la década de los 80's que se inició la investigación en este campo por iniciativa de la "National Science Fundation (NSF)" y de la "Federal Highway Administration (FHWA)".



Figura 2.3 Aplicación de CFRP adherido externamente en vigas (Tomado CPS Construction Group)

El desarrollo de códigos y normas para sistemas de FRP adheridos externamente está en curso en Europa, Japón, Canadá y los Estados Unidos de Norteamérica. En los últimos 25 años la Asociación Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE) y el Instituto Japonés del Hormigón (JCI) y el Instituto técnico de investigación de ferrocarriles (RTRI) han publicado diversos documentos relacionados al uso de los sistemas FRP en el refuerzo de estructuras de hormigón armado.

En Europa, el Grupo de tarea 9.3 de la Federación Internacional para hormigón armado (FIB) ha publicado un boletín sobre guías de diseño de sistemas FRP adheridos externamente para el refuerzo de estructuras de hormigón armado (FIB 2001)

En América del Norte, en Canadá, la Asociación Canadiense de Normas ha aprobado el código "Design and construction of building components with fiber reinforced polymers" (CSA S806-02). En los Estados Unidos de Norteamérica el Instituto Americano del Concreto es el encargado de publicar las guías y códigos para el diseño y construcción de los sistemas FRP adheridos externamente, actualmente han publicado las siguientes normativas y códigos, ACI 440.3R-04 "Guide Test Methods for Fiber- Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing Strengthening Concrete Structures"; ACI 440.4R-04 "Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons"; ACI 440.2R-08 "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures".



Figura 2.4 Aplicación de CFRP adherido externamente en columnas de puentes (Tomado de U.S. Department of transportation FHA)

Los sistemas FRP adheridos externamente más comunes en uso en la actualidad son:

Hojas de fibra

La técnica conocida como "composición in-situ" se elabora a base de hojas de fibra en obra a partir de dos componentes principales: fibra y polímero.

- i) Fibra en forma de tejido flexible que se adapta a la estructura y se satura con epoxi no curado [componente polimérico].
- ii) Conforme el epoxi endurece, se forma un compuesto de FRP rígido perfectamente adaptado a la estructura que se adhiere monolíticamente a la misma mediante la resina epoxi.

Las fibras pueden ser; fibras de aramida, fibras de vidrio y fibras de carbono.



Figura 2.5 Refuerzo de un paso subterráneo con sistema MBrace. (Tomado de la empresa Bettor MBT, S.A)

Laminados

Consiste en la adhesión superficial de compuestos preformados a base de fibra de carbono, de elevadas prestaciones resistentes a tracción. Los laminados comúnmente empleados presentan una orientación de fibras unidireccional en formato semirrígido con requisitos estructurales de bajo módulo elástico LM y de alto módulo elástico HM, ambos alcanzan resistencias a tracción en rotura parecidas, difiriendo debido a su rigidez, en la elongación última. La fibra de carbono empleada presenta una curva tensión-deformación completamente lineal hasta la rotura.



Figura 2.6 Proceso de fabricación de los laminados CFRP (tomado de U.S. Department of transportation FHA)

El sistema completo de refuerzo de estructuras con laminados, está formado por:

Primer.- para garantizar la adherencia y anclaje del refuerzo con el soporte del elemento a reparar

Adhesivo.- para regularizar el soporte, adherir y transferir esfuerzos entre el soporte y el compuesto resistente.

Laminado.- compuesto preformado de fibras de carbono conformadas dentro del polímero.

Propiedades físicas

Densidad.- los materiales FRP tienen un rango de 1.2 a 2.1 g/cm³. La baja densidad facilita el transporte y la manipulación en obra.

Coefficiente de expansión térmica.- los coeficientes de expansión térmica de los materiales FRP unidireccionales difieren en las direcciones longitudinales y transversales, dependiendo de la resina, del tipo de fibra y su porcentaje. Los valores medios son de -1 a $0.0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (longitudinal) y de 22 a $50 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (transversal). Un coeficiente negativo indica que el material se contrae con un incremento de temperatura y expande con la disminución de la temperatura.

Efectos de altas temperaturas.- más allá de la temperatura T_g , el módulo elástico del polímero se reduce significativamente debido a cambios moleculares en su estructura, el valor de T_g depende del tipo de resina, pero generalmente se encuentra entre los $60 - 82^\circ\text{C}$. Las fibras de carbono tiene un mejor comportamiento térmico alcanzando temperaturas de trabajo de hasta 275°C , sin embargo en las aplicaciones en donde es crítica la adherencia entre el polímero reforzado con fibras y el hormigón, no se debe exceder la temperatura T_g del polímero.

Propiedades mecánicas

Comportamiento a la tracción.- las fibras de carbono no exhiben ningún comportamiento plástico antes de la rotura, su comportamiento se caracteriza por una relación tensión-deformación elástica lineal hasta la falla, la cual suele ser abrupta, el valor del módulo elástico generalmente se encuentra entre 220 y 240 GPa y con una resistencia última entre 2050 a 3790 GPa. Los laminados reforzados con fibras de carbono tienen un comportamiento elástico lineal que depende del porcentaje de fibras que contenga, el módulo elástico para laminados con un volumen de fibras de 40 a 60% varía de 100 a 165 GPa con una resistencia última de 1100 a 2200 MPa.

Comportamiento a compresión.- las investigaciones realizadas en laminados FRP usados para reparar estructuras de hormigón han demostrado que la resistencia a compresión es menor que la resistencia a tracción [Wu 1990]. El modo de fallo de laminados FRP sujetos a

compresión longitudinal pueden incluir fallas por tensión transversal, micro pandeo de las fibras o falla por cortante, el tipo de falla depende del tipo de fibra, el volumen de fibra y el tipo de resina; se han reportado resistencias a compresión del orden del 78% de la resistencia a tracción (Wu 1990). El módulo de elasticidad a compresión también es menor que el módulo elástico a tracción, en ensayos se han determinado módulos del orden de 85% del módulo elástico a tracción en laminados con un porcentaje de fibras de entre 55 – 60%.

Los laminados se adhieren al hormigón mediante resinas de tipo epóxico. La capacidad del refuerzo está directamente ligada al buen trabajo en la interface laminado-hormigón. En la medida que el hormigón es capaz de transferir las tensiones al laminado, éste entra en carga y colabora en el mecanismo resistente del elemento estructural. Conocer el comportamiento en la interface es fundamental para garantizar la seguridad de los refuerzos.

El refuerzo de estructuras de hormigón armado con laminados de fibras de carbono CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), actualmente es una de las tecnologías más prometedoras por las buenas características mecánicas de los laminados y su facilidad de manipulación, ya en la actualidad los laminados juegan un papel fundamental en las labores de rehabilitación; recientemente, en el año 2011, la universidad de Missouri realizó trabajos de investigación conjuntos con el Centro de desarrollo e Investigaciones de ingenieros militares de los Estados Unidos de Norteamérica (U. S. Army Engineer Research and Development Center) (ERDC) por sus siglas en inglés, para reforzar edificios de hormigón armado ante un eventual ataque terrorista.

2.2 Modelos de resistencia de anclaje para polímeros reforzados con fibras (FRP) adheridos a hormigón

2.2.1 Introducción

Una importante cantidad de trabajos teóricos y experimentales se han llevado a cabo en este tema, empleando diversos montajes, incluyendo pruebas de cortante simple (Chajes et al. 1995,1996; Bizindaviy y Neale 1997, 1999; Täljsten 1997), pruebas de doble cortante (Van Gemert 1980; Swamy et al. 1986; Kobatake et al. 1993; FORCA 1994; Brosens y Van Gemert 1997; Fukuzawa et al. 1997; Hiroyuki y Wu 1997; Maeda et al. 1997; Neubauer y Rostásy 1997) y pruebas de viga modificada (Van Gemert 1980; Ziraba et al. 1995).

Otros trabajos teóricos han incluido tanto el análisis de mecánica de fractura (Triantafillou y Plevris 1992; Holzenkämpfer 1994; Täljsten 1994; Yuan y Wu 1999; Yuan et al. 2001) como el desarrollo de modelos empíricos basados en regresiones numéricas de datos experimentales o suposiciones simplificadoras (van Gemert 1980; haallal et al. 1998; Khalifa et al. 1998).

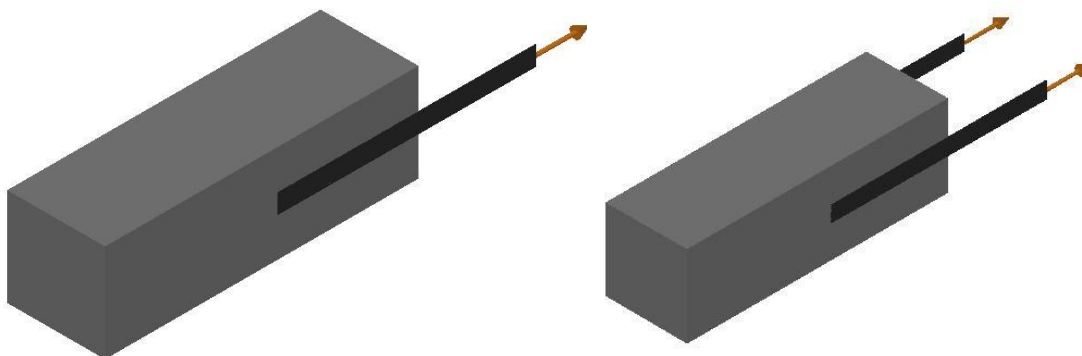


Figura 2.7 Esquema de especímenes para ensayos a cortante simple y doble cortante

Chajes (1996) realizó pruebas de cortante simple con un esquema similar al de la figura anterior, con un bloque de hormigón de 9" x 6" x 6" (228.6 mm x 152.4 mm x 152.4 mm) adhiriendo una pletina de material composite de 1" de ancho (25.4mm) con longitudes de adherencia de 2", 4", 6" y 8" (50.8 mm, 101.6 mm, 152.4mm y 203.2 mm), y colocando galgas extensométricas separadas 1" (25.4 mm) entre ellas.

En las siguientes gráficas se muestran los resultados originales de los ensayos realizados por Chajes, las gráficas (a), (b), (c) y (d) corresponden a las longitudes de adherencia de 50.8 mm, 101.6 mm, 152.4 mm y 203.2 mm respectivamente.

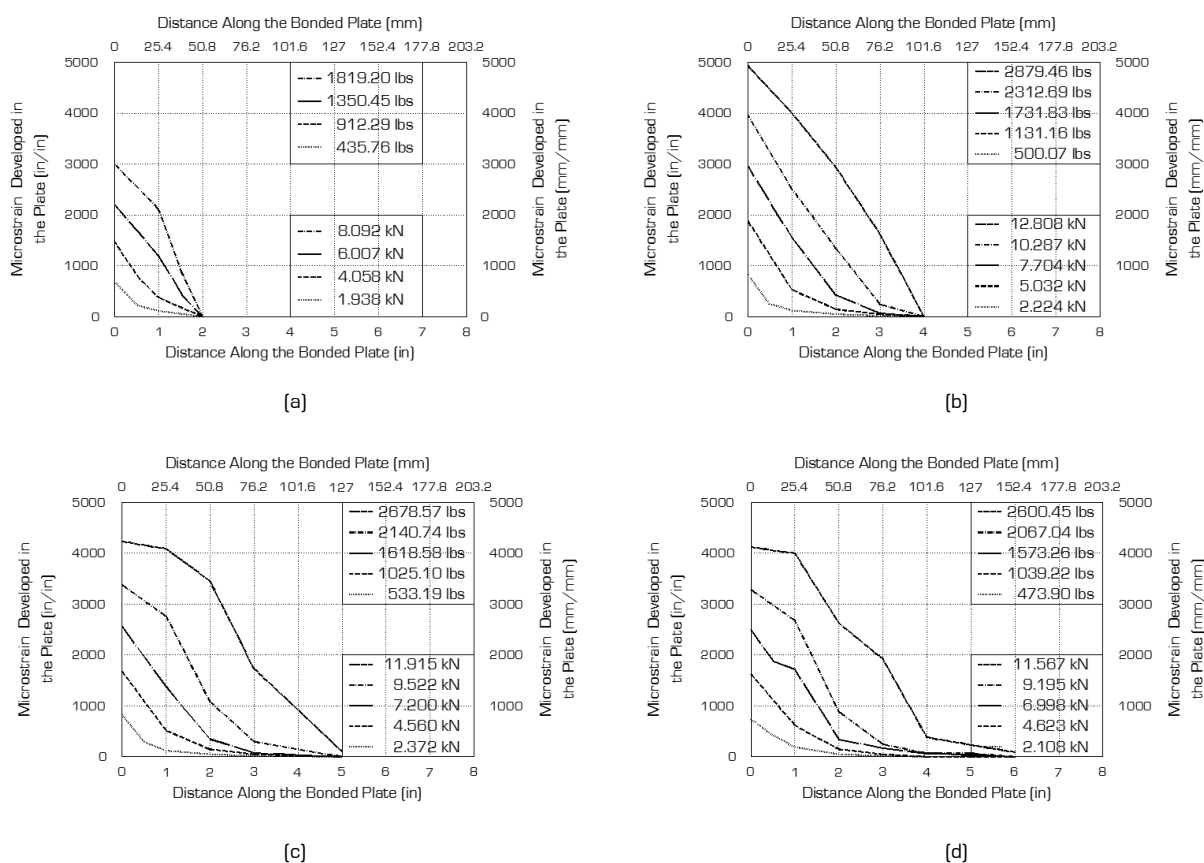


Figura 2.8 Distribución de deformaciones en la pletina de material composite a lo largo de la longitud de adherencia (adaptado de Chajes 1996)

Täljsten (1997) realizó ensayos de cortante simple empleando bloques de hormigón de 200 mm x 200 mm x 1200 mm pegando sobre de ellos pletinas de acero y de material composite de 40, 50, 60 y 80 mm y de ancho con longitudes de adherencia de 50, 100, 150, 200, 400, 500, 600 y 800 mm y colocando galgas a separaciones variables entre ellas.

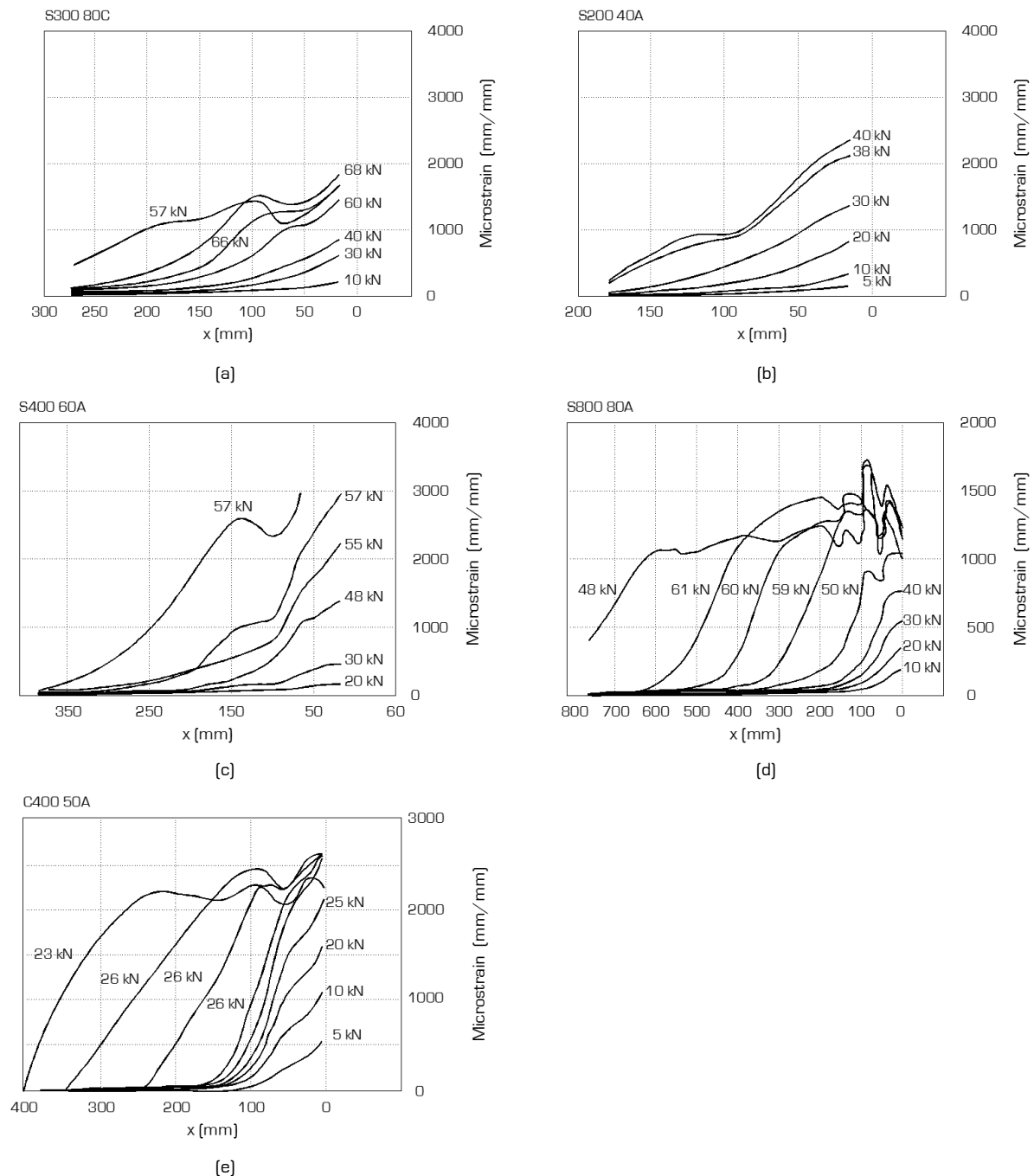


Figura 2.9 Distribución de deformaciones en la pletina de material composite a lo largo de la longitud de adherencia (tomado de Täljsten 1997)

Las gráficas mostradas en la figura 2.5 son un ejemplo de las diversas curvas que Täljsten obtuvo de los ensayos realizados; más adelante en la tabla 2.1 se resumen los datos obtenidos en estos ensayos junto con los de otros autores mencionados en este apartado. Bizindavyi y Neale (1999) realizaron ensayos de cortante simple empleando bloques de hormigón de 150 mm x 150 mm x 300 mm adhiriendo sobre de ellos una pletina de material composite de 25.4 mm con longitudes de adherencia de 160 mm, 180 mm y 320 mm y colocando galgas a separaciones variables entre ellas.

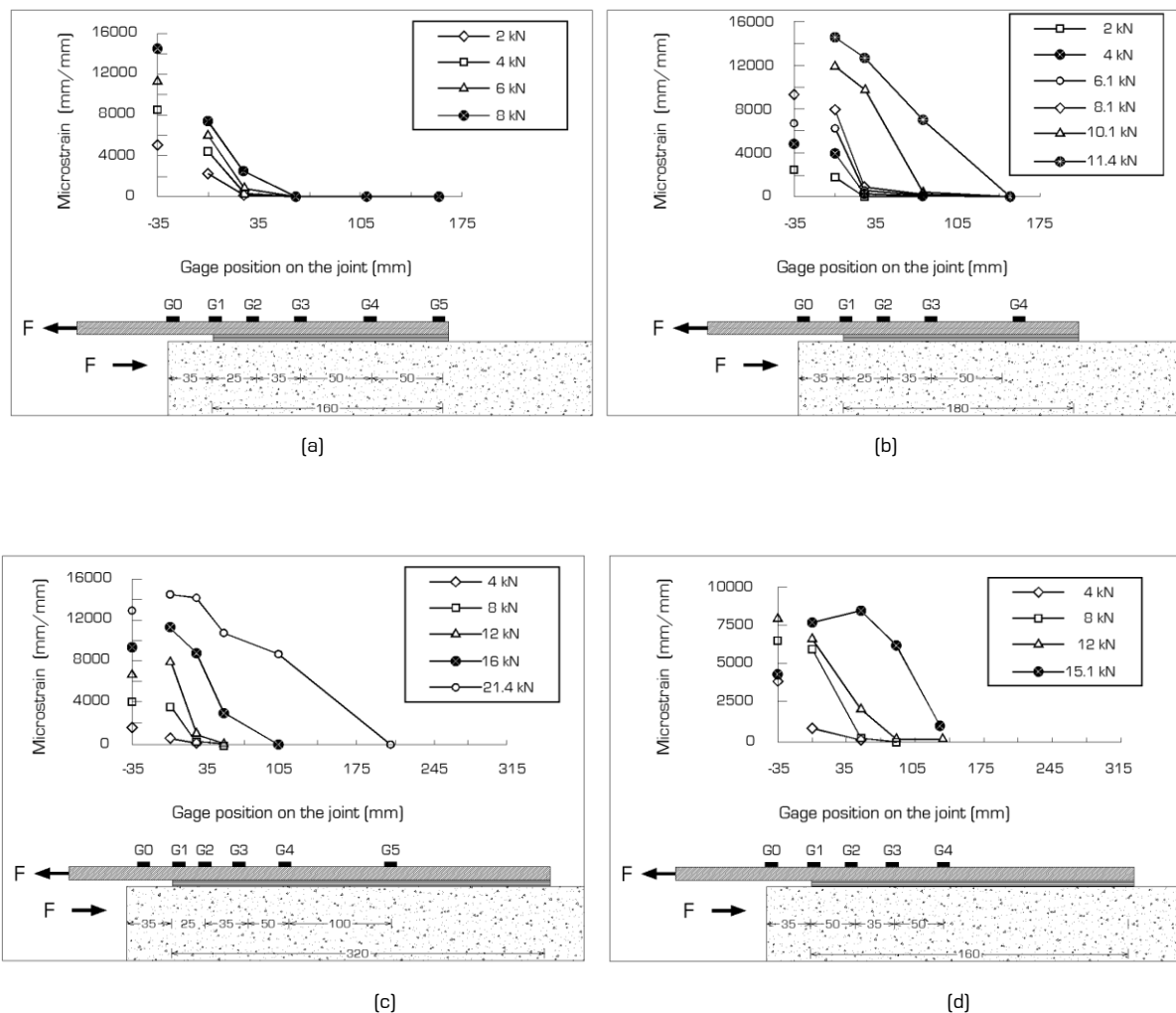


Figura 2.10 Distribución de deformaciones en la pletina de material composite a lo largo de la longitud de adherencia [tomado de Bizindavyi y Neale 1999]

En las gráficas anteriores se muestran los resultados originales de los ensayos realizados por Bizindavyi y Neale, las gráficas (a), (b), (c) y (d) corresponden a las longitudes de adherencia de 160 mm (1 capa de CFRP), 180 mm (1 capa de GFRP), 320 mm (2 capas de GFRP) y 320 mm (2 capas de CFRP) respectivamente.

En la siguiente tabla se resumen los ensayos de cortante simple y cortante doble recolectados de la bibliografía.

Tabla 2.1 Datos de ensayos de cortante simple y doble cortante (Adaptada de X.Z Lu et al. 2005)

| Fuente | Especimen | Placa FRP | | | | | Prisma de Hormigón | | | Carga última Pu (kN) |
|--------------|-----------|------------|------------|-------------------|-----------------|------------------------|--------------------------|------------------------|------------|----------------------------|
| | | Espesor | Ancho | Longitud adherida | Módulo elástico | Resistencia a tracción | Resistencia a compresión | Resistencia a tracción | Ancho | |
| | | tf (mm) | bf (mm) | L (mm) | Ef (Gpa) | ff (Mpa) | ffu (Mpa) | ft (Mpa) | bc (mm) | |
| Tan | PG1-11 | 0.169 | 50 | 130 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 7.78 |
| | PG1-12 | 0.169 | 50 | 130 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 9.19 |
| | PG1-1W1 | 0.169 | 75 | 130 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 10.11 |
| | PG1-1W2 | 0.169 | 75 | 130 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 13.95 |
| | PG1-1L11 | 0.169 | 50 | 100 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 6.87 |
| | PG1-1L12 | 0.169 | 50 | 100 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 9.2 |
| | PG1-1L21 | 0.169 | 50 | 70 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 6.46 |
| | PG1-1L22 | 0.169 | 50 | 70 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 6.66 |
| | PG1-21 | 0.338 | 50 | 130 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 10.49 |
| | PG1-22 | 0.338 | 50 | 130 | 97 | 2777 | 37.60 | 2.90 | 100 | 11.43 |
| | PC1-1C1 | 0.111 | 50 | 130 | 235 | 3500 | 37.60 | 2.90 | 100 | 7.97 |
| | PC1-1C2 | 0.111 | 50 | 130 | 235 | 3500 | 37.60 | 2.90 | 100 | 9.19 |
| Zhao et al. | NJ2 | 0.083 | 100 | 100 | 240 | 3550 | 20.50 | 2.08 | 150 | 11 |
| | NJ3 | 0.083 | 100 | 150 | 240 | 3550 | 20.50 | 2.08 | 150 | 11.25 |
| | NJ4 | 0.083 | 100 | 100 | 240 | 3550 | 36.70 | 2.87 | 150 | 12.5 |
| | NJ5 | 0.083 | 100 | 150 | 240 | 3550 | 36.70 | 2.87 | 150 | 12.25 |
| | NJ6 | 0.083 | 100 | 150 | 240 | 3550 | 36.70 | 2.87 | 150 | 12.75 |
| Takeo et al. | 1-11 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 36.56 | 2.86 | 100 | 8.75 |
| | 1-12 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.75 | 2.74 | 100 | 8.85 |
| | 1-21 | 0.167 | 40 | 200 | 230 | 3481 | 36.56 | 2.86 | 100 | 9.3 |
| | 1-22 | 0.167 | 40 | 200 | 230 | 3481 | 33.75 | 2.74 | 100 | 8.5 |
| | 1-31 | 0.167 | 40 | 300 | 230 | 3481 | 36.56 | 2.86 | 100 | 9.3 |
| | 1-32 | 0.167 | 40 | 300 | 230 | 3481 | 33.75 | 2.74 | 100 | 8.3 |
| | 1-41 | 0.167 | 40 | 500 | 230 | 3481 | 36.56 | 2.86 | 100 | 8.05 |
| | 1-42 | 0.167 | 40 | 500 | 230 | 3481 | 36.56 | 2.86 | 100 | 8.05 |
| | 1-51 | 0.167 | 40 | 500 | 230 | 3481 | 33.50 | 2.73 | 100 | 8.45 |
| | 1-52 | 0.167 | 40 | 500 | 230 | 3481 | 33.50 | 2.73 | 100 | 7.3 |
| | 2-11 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 31.63 | 2.64 | 100 | 8.75 |
| | 2-12 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 31.63 | 2.64 | 100 | 8.85 |
| | 2-13 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 7.75 |
| | 2-14 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 7.65 |
| | 2-15 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 30.88 | 2.61 | 100 | 9 |
| | 2-21 | 0.334 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 31.63 | 2.64 | 100 | 12 |
| | 2-22 | 0.334 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 31.63 | 2.64 | 100 | 10.8 |
| | 2-31 | 0.501 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 31.63 | 2.64 | 100 | 12.65 |
| | 2-32 | 0.501 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 31.63 | 2.64 | 100 | 14.35 |
| | 2-41 | 0.165 | 40 | 100 | 373 | 2942 | 30.88 | 2.61 | 100 | 11.55 |
| | 2-42 | 0.165 | 40 | 100 | 373 | 2942 | 30.88 | 2.61 | 100 | 11 |
| | 2-51 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 9.85 |
| | 2-52 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 9.5 |
| | 2-61 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 8.8 |
| | 2-62 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 9.25 |
| | 2-71 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 7.65 |
| | 2-72 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 6.8 |
| | 2-81 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 63.25 | 3.87 | 100 | 7.75 |
| | 2-82 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 63.25 | 3.87 | 100 | 8.05 |
| | 2-91 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 30.88 | 2.61 | 100 | 6.75 |
| | 2-92 | 0.167 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 30.88 | 2.61 | 100 | 6.8 |
| | 2-101 | 0.111 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 31.63 | 2.64 | 100 | 7.7 |
| | 2-102 | 0.111 | 40 | 100 | 230 | 3481 | 33.13 | 2.71 | 100 | 6.95 |
| Ren | DLUT15-2G | 0.507 | 20 | 150 | 83.03 | 3271 | 28.70 | 2.50 | 150 | 5.81 |
| | DLUT15-5G | 0.507 | 50 | 150 | 83.03 | 3271 | 28.70 | 2.50 | 150 | 10.6 |
| | DLUT15-7G | 0.507 | 80 | 150 | 83.03 | 3271 | 28.70 | 2.50 | 150 | 18.23 |
| | DLUT30-1G | 0.507 | 20 | 100 | 83.03 | 3271 | 45.30 | 3.22 | 150 | 4.63 |
| | DLUT30-2G | 0.507 | 20 | 150 | 83.03 | 3271 | 45.30 | 3.22 | 150 | 5.77 |
| | DLUT30-3G | 0.507 | 50 | 60 | 83.03 | 3271 | 45.30 | 3.22 | 150 | 9.42 |
| | DLUT30-4G | 0.507 | 50 | 100 | 83.03 | 3271 | 45.30 | 3.22 | 150 | 11.03 |
| | DLUT30-6G | 0.507 | 50 | 150 | 83.03 | 3271 | 45.30 | 3.22 | 150 | 11.8 |
| | DLUT30-7G | 0.507 | 80 | 100 | 83.03 | 3271 | 45.30 | 3.22 | 150 | 14.65 |
| | DLUT30-8G | 0.507 | 80 | 150 | 83.03 | 3271 | 45.30 | 3.22 | 150 | 16.44 |

| Fuente | Especimen | Placa FRP | | | | | Prisma de Hormigón | | | Carga última Pu [kN] |
|------------|--------------|------------|------------|-------------------|-----------------|------------------------|--------------------------|------------------------|------------|----------------------------|
| | | Espesor | Ancho | Longitud adherida | Módulo elástico | Resistencia a tracción | Resistencia a compresión | Resistencia a tracción | Ancho | |
| | | tf [mm] | bf [mm] | L [mm] | Ef [Gpa] | ff [Mpa] | ffu [Mpa] | ft [Mpa] | bc [mm] | |
| | DLUT50-1G | 0.507 | 20 | 100 | 83.03 | 3271 | 55.50 | 3.60 | 150 | 5.99 |
| | DLUT50-2G | 0.507 | 20 | 150 | 83.03 | 3271 | 55.50 | 3.60 | 150 | 5.9 |
| | DLUT50-4G | 0.507 | 50 | 100 | 83.03 | 3271 | 55.50 | 3.60 | 150 | 9.84 |
| | DLUT50-5G | 0.507 | 50 | 150 | 83.03 | 3271 | 55.50 | 3.60 | 150 | 12.28 |
| | DLUT50-6G | 0.507 | 80 | 100 | 83.03 | 3271 | 55.50 | 3.60 | 150 | 14.02 |
| | DLUT50-7G | 0.507 | 80 | 150 | 83.03 | 3271 | 55.50 | 3.60 | 150 | 16.71 |
| | DLUT15-2C | 0.330 | 20 | 150 | 207 | 3890 | 28.70 | 2.50 | 150 | 5.48 |
| | DLUT15-5C | 0.330 | 50 | 150 | 207 | 3890 | 28.70 | 2.50 | 150 | 10.02 |
| | DLUT15-7C | 0.330 | 80 | 150 | 207 | 3890 | 28.70 | 2.50 | 150 | 19.27 |
| | DLUT30-1C | 0.330 | 20 | 100 | 207 | 3890 | 45.30 | 3.22 | 150 | 5.54 |
| | DLUT30-2C | 0.330 | 20 | 150 | 207 | 3890 | 45.30 | 3.22 | 150 | 4.61 |
| | DLUT30-4C | 0.330 | 50 | 100 | 207 | 3890 | 45.30 | 3.22 | 150 | 11.08 |
| | DLUT30-5C | 0.330 | 50 | 100 | 207 | 3890 | 45.30 | 3.22 | 150 | 16.1 |
| | DLUT30-6C | 0.330 | 50 | 150 | 207 | 3890 | 45.30 | 3.22 | 150 | 21.71 |
| | DLUT30-7C | 0.330 | 80 | 100 | 207 | 3890 | 45.30 | 3.22 | 150 | 22.64 |
| | DLUT50-1C | 0.330 | 20 | 100 | 207 | 3890 | 55.50 | 3.60 | 150 | 5.78 |
| | DLUT50-4C | 0.330 | 50 | 100 | 207 | 3890 | 55.50 | 3.60 | 150 | 12.95 |
| | DLUT50-5C | 0.330 | 50 | 150 | 207 | 3890 | 55.50 | 3.60 | 150 | 16.72 |
| | DLUT50-6C | 0.330 | 80 | 100 | 207 | 3890 | 55.50 | 3.60 | 150 | 16.24 |
| | DLUT50-7C | 0.330 | 80 | 150 | 207 | 3890 | 55.50 | 3.60 | 150 | 22.8 |
| Ueda et al | Ueda_A1 | 0.110 | 50 | 75 | 230 | 3479 | 29.74 | 2.55 | 100 | 6.25 |
| | Ueda_A2 | 0.110 | 50 | 150 | 230 | 3479 | 52.31 | 3.48 | 100 | 9.2 |
| | Ueda_A3 | 0.110 | 50 | 300 | 230 | 3479 | 52.31 | 3.48 | 100 | 11.95 |
| | Ueda_A4 | 0.220 | 50 | 75 | 230 | 3479 | 55.51 | 3.60 | 100 | 10 |
| | Ueda_A5 | 0.110 | 50 | 150 | 230 | 3479 | 54.36 | 3.56 | 100 | 7.3 |
| | Ueda_A6 | 0.165 | 50 | 65 | 372 | 2940 | 54.36 | 3.56 | 100 | 9.55 |
| | Ueda_A7 | 0.220 | 50 | 150 | 230 | 3479 | 54.75 | 3.57 | 100 | 16.25 |
| | Ueda_A8 | 0.110 | 50 | 700 | 230 | 3479 | 54.75 | 3.57 | 100 | 11 |
| | Ueda_A9 | 0.110 | 50 | 150 | 230 | 3479 | 51.03 | 3.43 | 100 | 10 |
| | Ueda_A10 | 0.110 | 10 | 150 | 230 | 3479 | 30.51 | 2.59 | 100 | 2.4 |
| | Ueda_A11 | 0.110 | 20 | 150 | 230 | 3479 | 30.51 | 2.59 | 100 | 5.35 |
| | Ueda_A12 | 0.330 | 20 | 150 | 230 | 3479 | 30.51 | 2.59 | 100 | 9.25 |
| | Ueda_A13 | 0.550 | 20 | 150 | 230 | 3479 | 31.67 | 2.64 | 100 | 11.75 |
| | Ueda_B1 | 0.110 | 100 | 200 | 230 | 3479 | 31.67 | 2.64 | 500 | 20.6 |
| | Ueda_B2 | 0.330 | 100 | 200 | 230 | 3479 | 52.44 | 3.49 | 500 | 38 |
| | Ueda_B3 | 0.330 | 100 | 200 | 230 | 3479 | 58.85 | 3.71 | 500 | 34.1 |
| Wu et al. | D-CFS-150-3C | 0.083 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 58.85 | 3.71 | 100 | 12.2 |
| | D-CFS-150-3C | 0.083 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 11.8 |
| | D-CFS-150-3C | 0.083 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 12.25 |
| | D-CFS-300-3C | 0.167 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 18.9 |
| | D-CFS-300-3C | 0.167 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 16.95 |
| | D-CFS-300-3C | 0.167 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 16.65 |
| | D-CFS-600-3C | 0.333 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 25.65 |
| | D-CFS-600-3C | 0.333 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 25.35 |
| | D-CFS-600-3C | 0.333 | 100 | 300 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 27.25 |
| | D-CFM-300-3I | 0.167 | 100 | 300 | 390 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 19.5 |
| | D-CFM-300-3I | 0.167 | 100 | 300 | 390 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 19.5 |
| | D-AR-280-30c | 1.000 | 100 | 300 | 24 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 12.75 |
| | D-AR-280-30t | 1.000 | 100 | 300 | 24 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 12.85 |
| | D-AR-280-30c | 1.000 | 100 | 300 | 24 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 11.9 |
| | S-CFS-400-25 | 0.222 | 40 | 250 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 15.4 |
| | S-CFS-400-25 | 0.222 | 40 | 250 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 13.9 |
| | S-CFS-400-25 | 0.222 | 40 | 250 | 230 | 4200 | 73.85 | 4.21 | 100 | 13 |
| | S-CFM-300-2f | 0.167 | 40 | 250 | 390 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 12 |
| | S-CFM-300-2f | 0.167 | 40 | 250 | 390 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 11.9 |
| | S-CFM-900-2f | 0.500 | 40 | 250 | 390 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 25.9 |
| | S-CFM-900-2f | 0.500 | 40 | 250 | 390 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 23.4 |
| | S-CFM-900-2f | 0.500 | 40 | 250 | 390 | 4400 | 73.85 | 4.21 | 100 | 23.7 |

Los valores del módulo de Young E_c , la resistencia a tracción f_t , y la resistencia a compresión del hormigón f'_c , así como módulo a cortante del adhesivo G_a , cuando no fueron proporcionados por los autores, fueron evaluados usando las siguientes relaciones:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.78} \quad f_t = 0.395(f_{cu})^{0.55} \quad E_c = \frac{100000}{2.2 + 34.74/f_{cu}}$$

2.2.2 Modos de fallo

Para pruebas de cortante simple o doble cortante existen seis posibles tipos de fallas:

- Falla del hormigón
- Falla a tracción del laminado incluyendo rotura del FRP o fluencia del acero
- Falla de adherencia
- Delaminación del FRP por junta FRP-hormigón
- Falla de la interface hormigón – adhesivo
- Falla de la interface laminado – adhesivo

Los fallos de las interface hormigón – adhesivo o adhesivo – laminado son muy raros; en la literatura existente se reportan muy pocos casos de falla por rotura del laminado FRP o por delaminación del FRP. En la mayoría de los casos reportados se presenta falla del hormigón.

2.2.3 Longitud efectiva de pegado

La tensión desarrollada en el laminado se transfiere principalmente vía tensiones de corte en el adhesivo en la zona cercana a la aplicación de carga. De los ensayos realizados a la fecha puede observarse que la fuerza de tensión aplicada en el laminado decae en forma aproximadamente exponencial en dirección del extremo final del laminado. A cargas altas la distribución de la fuerza de tensión se concentra aún más en la zona inicial de pegado.

Debido a las fisuras que se producen en el hormigón en la zona cercana a la aplicación de la carga prácticamente no se transmiten fuerzas del laminado hacia el hormigón en esta zona, desplazándolas a nuevas zonas más allá del punto de aplicación de la carga.

El desplazamiento de la zona activa de pegado significa que en cualquier momento solo una parte del pegado es efectivo. Esto significa que, como las fisuras en el hormigón se propagan, la resistencia de adherencia se pierde gradualmente en la zona cercana a la

carga, mientras se activa más allá de la carga. Entonces esto significa que la fuerza de anclaje no siempre se puede incrementar con un aumento de la longitud de pegado y que la resistencia a la rotura del laminado nunca podrá ser alcanzada por muy grande que sea la longitud de pegado.

Esto nos conduce a un concepto muy importante, la *longitud efectiva de anclaje*, más allá de la cual cualquier aumento de la longitud de adherencia no incrementa la fuerza de anclaje.

2.2.4 Modelos existentes de resistencia a cortante del anclaje

En los últimos años se han desarrollado muchos modelos de resistencia a corte del anclaje. Se pueden clasificar en tres categorías:

Modelos empíricos

Modelos de mecánica de fractura

Modelos con propósito de diseño

2.2.4.1 Modelos empíricos

Se basaban únicamente en ensayos realizados para calibrar numéricamente curvas y ajustarlas a las nubes de puntos obtenidos a partir de los mismos.

Las variables mencionadas en los tres modelos presentados a continuación, se muestran en la siguiente figura.

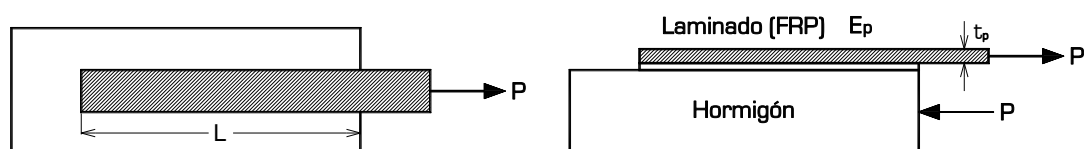


Figura 2.11 Variables de los modelos empíricos

Modelo de Tanaka (1996)

Presenta una expresión simple

$$\tau_u = 6.13 - \ln L \quad (\text{MPa}) \quad (2.1)$$

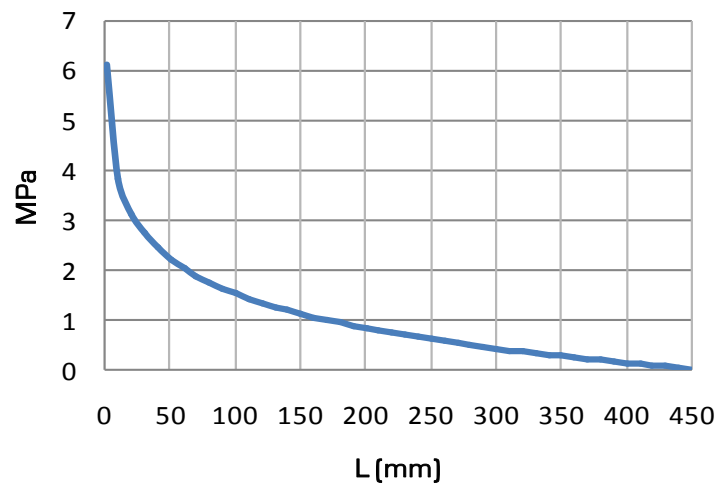


Figura 2.12 Cortante promedio (Modelo Tanaka 1996)

En la gráfica anterior se muestra la tendencia del cortante promedio τ_u , que se reduce conforme se incrementa la longitud de adherencia (L); considerando este comportamiento y sustituyendo diversos valores para el ancho del laminado, se verifica que la carga última resistente por el sistema tiende a incrementar conforme incrementa la longitud de pegado hasta alcanzar un valor máximo para una longitud de 459.436 mm, a partir de la cual la carga resistente no incrementa.

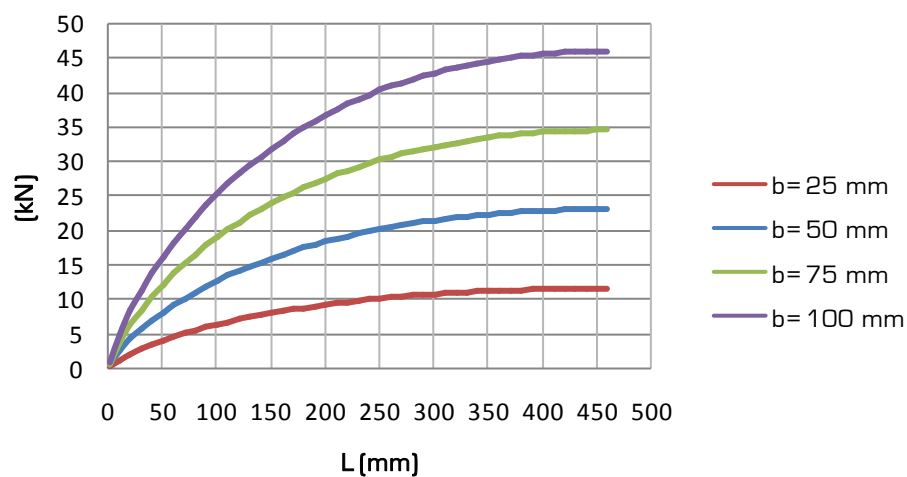


Figura 2.13 Carga última resistente (Modelo Tanaka 1996)

En éste modelo L está dada en mm y la resistencia última de adherencia de la unión P_u se obtiene multiplicando τ_u por el ancho b_p y la longitud L del área adherida

Modelo de Hiroyuki y Wu (1997)

Hiroyuki y Wu (1997) basados en ensayos de doble cortante establecieron una relación entre la longitud de pegado y la tensión cortante promedio τ_u en el momento de la falla.

$$\tau_u = 5.88L^{-0.669} \quad (\text{MPa}) \quad (2.2)$$

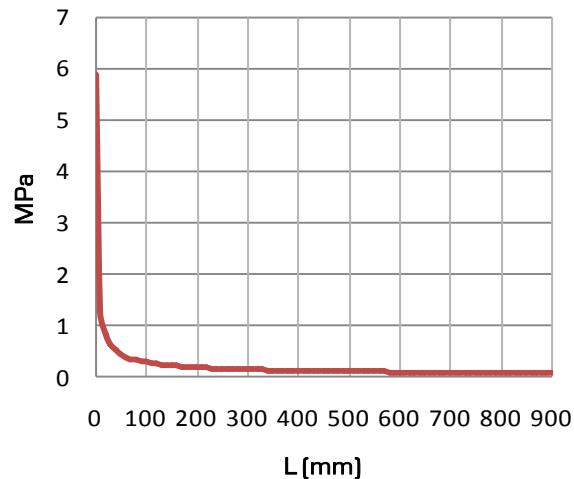


Figura 2.14 Cortante promedio (Modelo de Hiroyuki y Wu 1997)

En la gráfica arriba mostrada se aprecia la tendencia del cortante promedio, que se reduce conforme se incrementa la longitud de adherencia; considerando este comportamiento y sustituyendo diversos valores para el ancho del laminado, se verifica que la carga última resistente por el sistema tiende a incrementar conforme incrementa la longitud de pegado, y debido al comportamiento asintótico de la gráfica anterior, la carga última resistente sigue incrementando indefinidamente con la longitud de anclaje, apreciándose un incremento menor a mayores longitudes de anclaje.

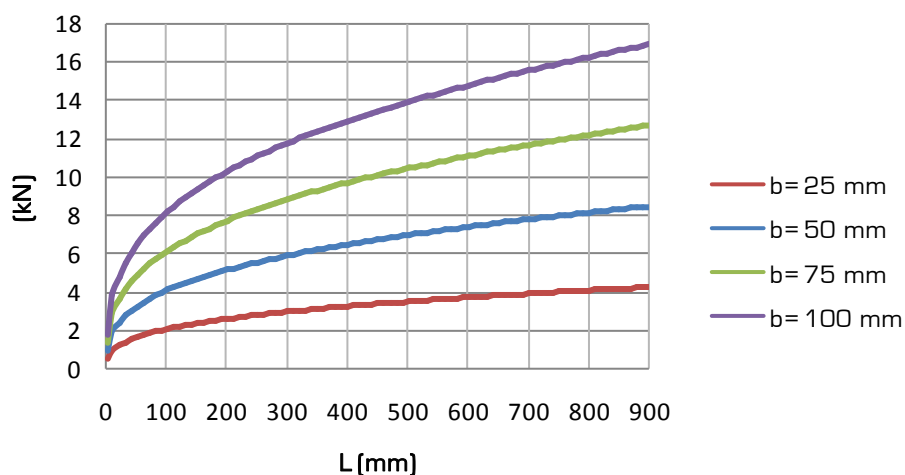


Figura 2.15 Carga última resistente según Hiroyuki y Wu (Modelo de Hiroyuki y Wu 1997)

Modelo de Maeda [1997]

Maeda desarrolló un modelo más robusto que considera la longitud efectiva de adherencia

$$\tau_u = 110.2 \times 10^{-6} E_p t_p \quad (\text{MPa}) \quad (2.3a)$$

donde t_p (mm) es el espesor de la placa adherida y E_p (MPa) es el módulo de Young de la placa. La resistencia última de pegado de la unión P_u se obtiene multiplicando τ_u por el área efectiva de pegado $L_e b_p$ donde la longitud efectiva de pegado L_e está dada por

$$L_e = e^{6.13 - 0.58 \ln E_p t_p} \quad (\text{mm}) \quad (2.3b)$$

Donde E_p (GPa) y t_p (mm). Este modelo no es válido si $L < L_e$

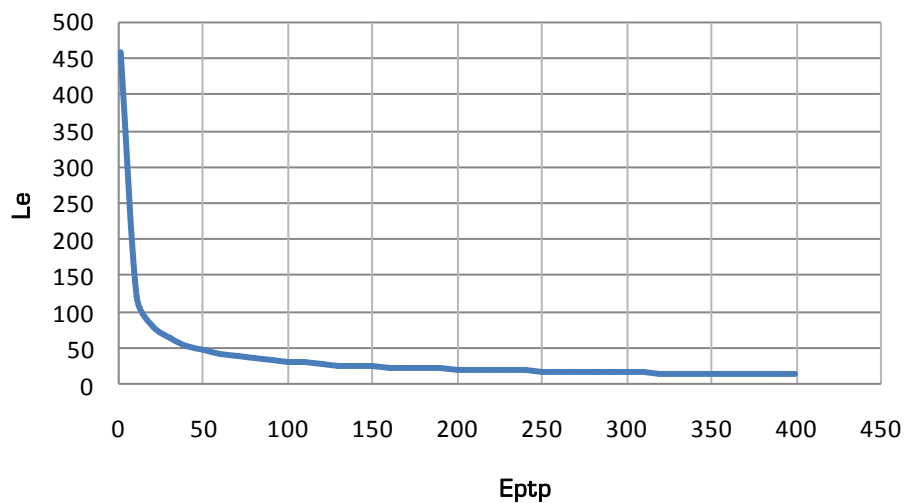


Figura 2.16 Longitud efectiva – E_p/t_p (Modelo de Maeda 1997)

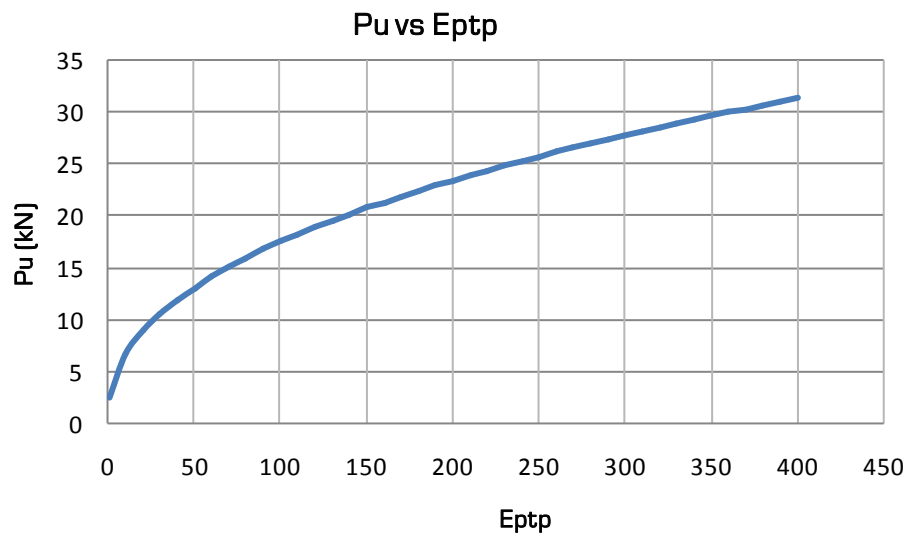


Figura 2.17 Carga última – E_p/t_p (Modelo de Maeda 1997)

2.2.4.2 Modelos basados en la mecánica de fractura

En éste apartado se describe un resumen de los modelos de mecánica de fractura publicados a la fecha.

Las variables geométricas de los modelos basados en mecánica de fractura se describen en la siguiente figura; las variables particulares de cada modelo se definen en el apartado correspondiente a cada uno de ellos.

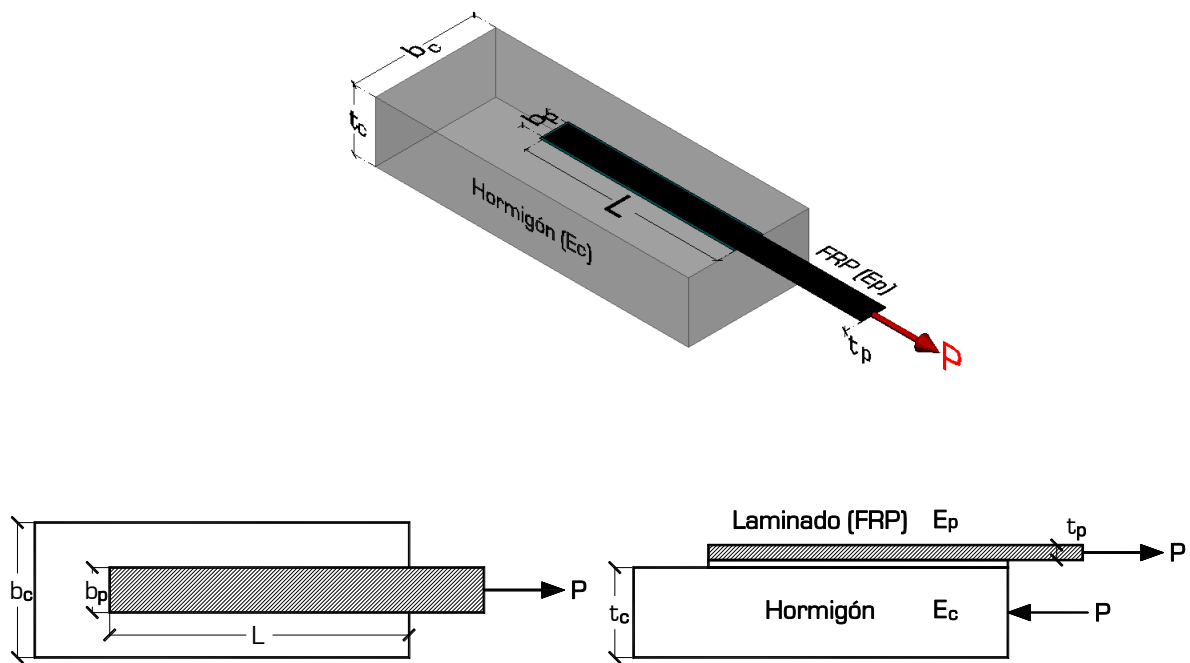


Figura 2.18 Variables geométricas de los modelos basados en mecánica de fractura

Modelo de Holzenkämpfer (1994)

Holzenkämpfer investigó la resistencia de adherencia entre placas de acero y hormigón usando la mecánica de fractura no lineal (NLFM). Se calcula la resistencia de adherencia usando:

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2G_f E_p t_p}, \text{ donde } L \geq L_e \quad (2.4a)$$

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2G_f E_p t_p} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right), \text{ cuando } L < L_e \quad (2.4b)$$

donde la longitud efectiva y la energía de fractura están dadas por

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{4f_{ctm}}} \quad (mm) \quad (2.4c) \quad G_f = c_f \beta_p^2 f_{ctm} \quad (N.mm / mm^2) \quad (2.4d)$$

donde f_{ctm} (MPa) es la resistencia a tensión promedio en superficie del hormigón determinada en un ensayo acorde con DIN 1048; c_f es una constante determinada en un análisis de regresión lineal usando los resultados de los ensayos a doble cortante o similar y β_p es un factor geométrico relacionado con el ancho b_p de la placa adherida y el ancho b_c del elemento de hormigón.

$$\beta_p = \sqrt{1.125 \frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{400}}} \quad (2.4e)$$

Modelo de Täljsten (1994)

Este modelo está basado en un análisis de mecánica de fractura no lineal. La carga máxima está dada por

$$P_{max} = \sqrt{\frac{2E_p t_p G_f}{1 + \alpha_T}} b_p \quad (2.5a)$$

$$\text{donde } \alpha_T = (E_p t_p) / (E_c t_{ref}) \quad (2.5b)$$

En este caso, t_{ref} es la distancia de referencia en el hormigón, que esta influida por la tensión cortante ejercida por el compuesto FRP. Típicamente t_{ref} se toma como 2.5 – 3 veces el tamaño máximo del agregado, sin embargo, si no se conoce el tamaño máximo del agregado, se estima que t_{ref} sea de 40 – 50 mm.

Modelo de Niedermeier (1996)

El modelo de Niedermeier también está basado en el modelo de Holzenkämpfer (1994). En este caso, la carga máxima transferida está dada por

$$P_{max} = 0.78 b_p \sqrt{2G_f E_p t_p}, \text{ donde } L \geq L_e \quad (2.6a)$$

$$P_{max} = 0.78 b_p \sqrt{2G_f E_p t_p} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e}\right), \text{ cuando } L < L_e \quad (2.6b)$$

Modelo de Neubauer y Rostásy [1997]

Neubauer y Rostásy [1997] realizaron una serie de ensayos a doble cortante sobre juntas de CFRP adheridos a hormigón y concluyeron que tanto para falla por fractura del hormigón como para falla por delaminación, la relación tensión cortante – deslizamiento puede ser representada por el modelo rectangular, y la energía de fractura puede calcularse usando:

$$G_f = c_f f_t \quad (2.7a)$$

donde f_t es la resistencia a tensión del hormigón. Para c_f ellos reportaron un valor medio de 0.204 mm con una desviación estándar de 0.053 en los 51 ensayos realizados.

Presentaron una forma modificada del modelo de Holzenkämpfer [1994] que puede aplicarse a placas de acero y de CFRP; esto es:

$$P_{\max} = 0.64 \beta_p b_p \sqrt{E_p t_p f_t}, \text{ cuando } L \geq L_e \quad (2.7b)$$

$$P_{\max} = 0.64 \beta_p b_p \sqrt{E_p t_p f_t} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right), \text{ cuando } L < L_e \quad (2.7c)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{2 f_{ctm}}} \quad (2.7d)$$

Donde β_p representa el efecto de la relación del ancho del FRP con el hormigón; la resistencia a tensión del hormigón puede estimarse por

$$f_t = 1.4 \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{2/3} \quad (2.7e)$$

Los parámetros para desarrollar la curva tensión cortante – deslizamiento son:

$$\tau = \tau_{\max} \frac{s}{s_o} \quad \text{cuando } s \leq s_o \quad (2.7f)$$

$$\tau = 0 \quad \text{cuando } s > s_o \quad (2.7g)$$

$$\tau_{\max} = 1.8 \beta_p f_t \quad (2.7h)$$

$$s_o = \beta_p \times 0.202 \quad (2.7i)$$

$$\beta_p = \sqrt{1.125 \frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{400}}} \quad (2.7j)$$

Modelo de Brosens y Gemert (1999)

La mayoría de los modelos de desprendimiento no consideran el efecto del adhesivo sobre el comportamiento de adherencia. El modelo de Brosens y Gemert (1999), reconoce el efecto de la capa de adhesivo sobre la tensión máxima de corte, que además afectará el deslizamiento correspondiente a la tensión cortante máxima, el deslizamiento correspondiente a la falla de adherencia local y longitud efectiva. De acuerdo con el modelo, la carga máxima transferible, P_{\max} se calcula como:

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2G_f E_p t_p} \quad (2.8a)$$

Donde b_p es el ancho del FRP, G_f es la energía de fractura interfacial, E_p es el módulo elástico del FRP, y t_p es el espesor del FRP.

Modelo de Yuan and Wu (1999)

Yuan y Wu (1999) y Yuan et al. (2001) estudiaron la resistencia de adherencia entre laminados FRP y hormigón usando mecánica de fractura elástica lineal (LEFM) y (NLFM). Su estudio de (LEFM) resultó en la misma ecuación que Täljsten (1994) pero incluyendo el efecto de los anchos tanto de la placa como del elemento de hormigón, esto es, α_T es reemplazado por α_Y ; quedando las siguientes ecuaciones

$$P_{\max} = \sqrt{\frac{2E_p t_p G_f}{1 + \alpha_Y}} b_p \quad (2.9a)$$

donde

$$\alpha_Y = \frac{b_p E_p t_p}{b_c E_c t_c} \quad (2.9b)$$

También resolvieron la ecuación (NLFM) para cinco diferentes relaciones tensión-deslizamiento que se muestran en la siguiente figura.

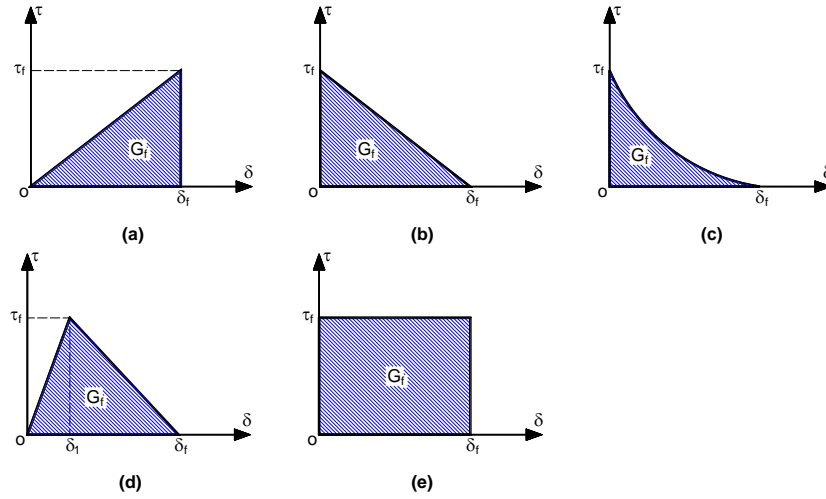


Figura 2.19 Modelos cortante – deslizamiento para uniones placa – hormigón [Yuan y Wu 1999]

De entre estas, la linealmente ascendente y después descendente (d) puede ser el más cercano a la realidad. También consideraron la variación de los dos ensayos más comunes, Tirar-empujar (Pull-push) y Tirar-tirar (Pull-pull). En la siguiente figura se muestra el esquema simplificado empleado por estos autores para el desarrollo de las relaciones de carga última, longitud efectiva de pegado y transferencia de tensiones.

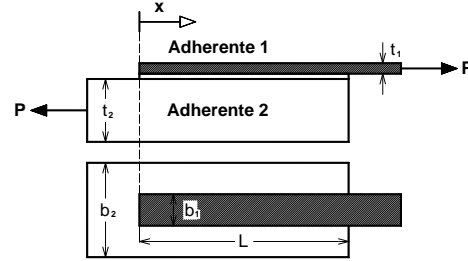
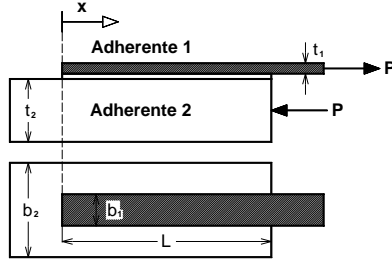


Figura 2.20 Ensayo Tirar-empujar (Pull-push) Figura 2.21 Ensayo Tirar-tirar (Pull-pull)

Para el caso de Tirar-empujar (Pull-push) la máxima carga resistente es:

$$P_{\max} = \frac{\tau_f b_p}{\lambda_2} \frac{\delta_f}{\delta_f - \delta_1} \text{sen}(\lambda_2 a) \quad (2.9c)$$

y para valores grandes de la longitud de adhesión L, la expresión anterior se reduce a:

$$P_{\max} = \frac{\tau_f b_p}{\lambda} \quad (2.9d)$$

$$\text{Con } \lambda^2 = \frac{\tau_f^2}{2G_f} \left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{b_1}{b_2 E_2 t_2} \right) \quad (2.9e)$$

$$\text{Si } b_2 E_2 t_2 = b_1 E_1 t_1 \text{ entonces ; } P_{\max} = b_1 \sqrt{G_f E_1 t_1} \quad (2.9f)$$

$$\text{Si } b_2 E_2 t_2 \gg b_1 E_1 t_1 \text{ entonces ; } P_{\max} = b_1 \sqrt{2G_f E_1 t_1} \quad (2.9g)$$

donde a se obtiene resolviendo:

$$\tanh[\lambda_1(L-a)] = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \tan(\lambda_2 a) \quad (2.9h)$$

Donde τ_i es la tensión máxima de la curva tensión cortante – deslizamiento; δ_i es su correspondiente deslizamiento; δ_f es el deslizamiento máximo y λ_1 y λ_2 están definidas por:

$$\lambda_1^2 = \frac{\tau_f}{\delta_1 E_p t_p} (1 + \alpha_v) \quad (2.9i)$$

$$\lambda_2^2 = \frac{\tau_f}{(\delta_f - \delta_1) E_p t_p} (1 + \alpha_v) \quad (2.9j)$$

En esta solución, la relación entre P_{max} y L es una función implícita y depende de los coeficientes tensión cortante – deslizamiento, que no son fáciles de determinar. Yuan (2001) definió la longitud efectiva de pegado como el valor correspondiente al 97 % de la capacidad de carga si se supone L infinita; esto da

$$L_e = a_o + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_o)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_o)} \quad (2.9k)$$

$$\text{Donde } a_o = \frac{1}{\lambda_2} \text{sen}^{-1} \left(0.97 \sqrt{\frac{\delta_f - \delta_1}{\delta_f}} \right) \quad (2.9l)$$

Para el caso de Tirar-tirar (Pull-pull) la máxima carga resistente para valores altos de L , es:

$$\text{Si } b_2 E_2 t_2 = b_1 E_1 t_1 \text{ entonces; } P_{max} = \delta_f \lambda_2 b_p E_p t_p \text{sen}(\lambda_2 a) \quad (2.9m)$$

Si $b_2 E_2 t_2 \gg b_1 E_1 t_1$ entonces ;

$$P_{max} = \lambda \delta_f b_p E_p t_p = b_p E_p t_p \sqrt{2G_f \left(\frac{1}{E_p t_p} + \frac{b_p}{b_c E_c t_c} \right)} \quad (2.9n)$$

$$\text{y en ambos casos } a_{max} = \frac{1}{\lambda_2} \text{arc tan} \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2} \right) \quad (2.9ñ)$$

Modelo de Bronsens (2001)

Basado en un estudio microscópico, Brosens (2001) propuso un nuevo modelo de tensión cortante máxima basado en trabajos previos que consideran el efecto de la capa adhesiva

entre los materiales compuestos FRP. El cortante máximo y la energía de fractura están dados por las siguientes ecuaciones.

$$\tau_{\max} = k_b k_c \frac{f'_c f_t}{f' + f_t} \quad [2.10a]$$

$$G_f = \frac{0.588 \left(2 - \left(\frac{b_p}{b_c} \right) \right)}{1 + \left(\frac{b_p}{85} \right)} f_t \quad [2.10b]$$

Las expresiones para calcular la carga máxima y la longitud efectiva de adherencia son las mismas que en el modelo de Bronsens y Gemert (1999).

Modelo de Monti et al. (2003)

Monti et al. (2003) desarrollaron las siguientes ecuaciones para la capacidad de anclaje por adherencia y longitud efectiva de adherencia, basadas en un estudio usando análisis por elementos finitos combinado con trabajos experimentales.

$$\sigma_{\max} = \beta_L \sqrt{\frac{E_p \tau_{\max}}{3t_p}} \quad [2.11a]$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{4\tau_{\max}}}} \quad [2.11b]$$

Siendo un modelo de adherencia – deslizamiento, los parámetros para desarrollar la curva correspondiente son:

$$\tau = \tau_{\max} \frac{s}{s_o} \quad \text{cuando } s \leq s_o \quad [2.11c]$$

$$\tau = \tau_{\max} \frac{sf - s}{sf - s_o} \quad \text{cuando } s > s_o \quad [2.11d]$$

$$\tau_{\max} = 1.8 \beta_p f_t \quad [2.11e]$$

$$s_o = 2.5 \tau_{\max} \left(\frac{t_a}{E_a} + \frac{50}{E_c} \right) \quad [2.11f]$$

$$sf = 0.33 \beta_p \quad [2.11g]$$

$$\beta_p = \sqrt{\frac{1.5 \left(2 - \frac{b_f}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_f}{100}}} \quad (2.11h)$$

Modelo de Teng et al. (2003)

Teng et al. Modificaron el modelo de Chen y Teng (2001) incluyendo una constante numérica. La carga máxima de desprendimiento está dada por

$$P_{\max} = 0.48 \beta_p \beta_L b_p L_e \sqrt{f'_c} \quad (2.12a)$$

Donde β_p y β_L son coeficientes que están dados por las ecuaciones mostradas en el modelo correspondiente, y definidas en las ecuaciones (2.26c) (2.26d). La longitud efectiva L_e , está definida en la ecuación (2.26b)

Modelo de Ueda et al. (2003)

El modelo de Ueda et al. Toma en cuenta el efecto del adhesivo considerando el módulo cortante (G_a) y el espesor (t_a), de la siguiente manera

$$\tau = 2BG_f \left(e^{-Bs} - e^{-2Bs} \right) \quad (2.13a)$$

$$G_f = 0.446 \left(\frac{G_a}{t_a} \right)^{-0.352} f_c'^{0.236} (E_p t_p)^{0.023} \quad (2.13b)$$

$$B = 6.846 \left(\frac{G_a}{t_a} \right)^{0.833} (E_p t_p)^{0.108} \quad (2.13c)$$

En las ecuaciones anteriores, G_a y t_a son el módulo y el espesor del adhesivo, respectivamente. En esta investigación, el espesor fue medido microscópicamente después de la falla del espécimen.

Modelo de Ulaga et al. (2003)

Este modelo está basado en un ensayo de doble cortante que proporciona una fuerza máxima dada por:

$$P_{\max} = b_p \sqrt{\frac{2E_p t_p G_f}{(1+n\rho)}} \sin \sqrt{\frac{(1+n\rho) \tau_{\max}^2 L^2}{2E_p t_p G_f}} \text{ cuando } L < L_e \quad (2.14a)$$

$$P_{\max} = b_p \sqrt{\frac{2E_p t_p G_f}{(1+n\rho)}} \text{ cuando } L \geq L_e \quad [2.14b]$$

Modelo de Dai et al (2005)

El modelo de Dai et al (2005) se basa en una expresión para hojas de FRP adheridas al Hormigón, y la carga máxima se expresa como:

$$P_{\max} = (b_p + 2\Delta_b) \sqrt{2E_p t_p G_f} \quad [2.15]$$

Donde Δ_b es el ancho extendido adherido. Basados en su trabajo experimental, estimaron que Δ_b es igual a 3.7 mm. El resto de datos son similares al modelo de Ueda et. al. (2003)

Modelo de X.Z. Lu (2005)

X.Z. Lu (2005) propusieron tres modelos de adherencia – deslizamiento, llamados; Modelo preciso, Modelo simplificado y Modelo bilineal; para el primero de ellos es necesario desarrollar un proceso interactivo para calibrar los coeficientes empleados.

El modelo preciso está basado en las predicciones de un modelo a meso escala de elementos finitos con los ajustes necesarios para igualar los resultados experimentales. La carga máxima está dada por:

$$P_{\max} = \beta_l b_p \sqrt{2E_p t_p G_f} \quad [2.16a]$$

Donde β_l es un coeficiente de longitud de adherencia.

Y propusieron un modelo de adherencia – deslizamiento llamado *preciso*, que se define a través de las siguientes ecuaciones:

$$\tau = \tau_{\max} \left(\sqrt{\frac{s}{s_0 A} + B^2} - B \right) \text{ cuando } s \leq s_o \quad [2.16b]$$

$$\tau = \tau_{\max} e^{-\alpha \left(\frac{s}{s_0} - 1 \right)} \text{ cuando } s > s_o \quad [2.16c]$$

$$\text{Donde: } A = \frac{s_0 - s_e}{s_0}; \quad B = \frac{s_e}{2(s_0 - s_e)}$$

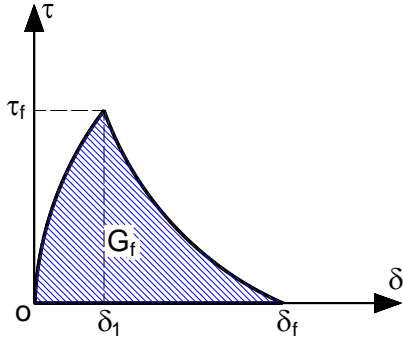


Figura 2.22 Modelo preciso de X.Z. Lu (2005)

La tensión máxima de adherencia y su correspondiente deslizamiento están dados por:

$$\tau_{\max} = \alpha_1 \beta_p f_t \quad (2.16d)$$

$$s_0 = \alpha_2 \beta_p f_t + s_e \quad (2.16e)$$

Donde

$$s_e = \tau_{\max} / K_0 \quad (\text{componente elástico de } s_0)$$

β_p es el ratio entre ancho del FRP y ancho del elemento de hormigón

La rigidez inicial del modelo adherencia - deslizamiento es:

$$K_0 = \frac{K_a K_c}{K_a + K_c} \quad (2.16f)$$

Donde

$$K_a = \frac{G_a}{t_a} \text{ y } K_c = \frac{G_c}{t_c}$$

G_c es el módulo elástico a cortante del hormigón y en este caso t_c es el espesor efectivo del hormigón cuya deformación forma parte del deslizamiento interfacial, definido a partir del análisis por elementos finitos a meso escala realizado por los autores. $t_c = 5 \text{ mm}$.

El parámetro α que regula la forma de la rama descendente de la curva adherencia - deformación dada en la ecuación 1.9c, está dado por:

$$\alpha = \frac{\tau_{\max} s_0}{G_f - G_f^a} \quad (2.16g)$$

Donde la energía de fractura interfacial puede ser expresada como

$$G_f = \alpha_3 \beta_p^2 \sqrt{f_t f_{(K_a)}} \quad (2.16h)$$

Mientras que la energía de fractura de la rama ascendente G_f^a puede calcularse como

$$G_f^a = \int_0^{s_0} \tau ds = \tau_{\max} s_0 \left[\frac{2A}{3} \left(\frac{1+B^2 A}{A} \right)^{3/2} - B - \frac{2}{3} B^3 A \right] \quad (2.16i)$$

Para adhesivos normales con $K_a \geq 2.5 \text{ GPa}/\text{mm}$, la función $f_{(K_a)} = 1$

Los coeficientes $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3$ fueron determinados a través de un proceso iterativo y se obtuvieron los siguientes valores:

$$\alpha_1 = 1.5; \alpha_2 = 0.0195; \text{ y } \alpha_3 = 0.308$$

Mientras que el factor de ancho está dado por:

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2.25 - \frac{b_p}{b_c}}{1.25 + \frac{b_p}{b_c}}} \quad (2.16j)$$

La ecuación anterior representa tan solo una pequeña diferencia con la dada por Chen y Teng (2001) en la ecuación 1.24d

El modelo llamado *preciso* es muy exacto con respecto a los resultados obtenido con el análisis de FE realizado por los autores pero bastante complicado de implementar.

Por esta razón, los autores presentaron un modelo simplificado a partir del *preciso* perdiendo un poco de precisión a cambio de obtener un modelo manejable, el cuál está definido por las siguientes ecuaciones:

$$\tau = \tau_{\max} \sqrt{\frac{s}{s_0}} \text{ cuando } s \leq s_0 \quad (2.17a)$$

$$\tau = \tau_{\max} e^{-\alpha \left(\frac{s}{s_0} - 1 \right)} \text{ cuando } s > s_0 \quad (2.17b)$$

Donde

$$s_0 = 0.0195 \beta_p f_t \quad (2.17c)$$

$$G_f = 0.308 \beta_p^2 \sqrt{f_t} \quad (2.17d)$$

$$\alpha = \frac{1}{\frac{G_f}{\tau_{\max} s_0} - \frac{2}{3}} \quad (1.18e)$$

Finalmente τ_{\max} y β_p pueden calcularse con las ecuaciones 2.16d y 2.16j

A partir de los modelos anteriores se realiza un análisis paramétrico.

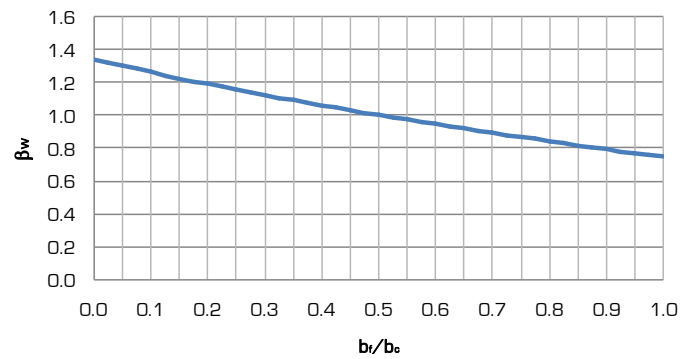
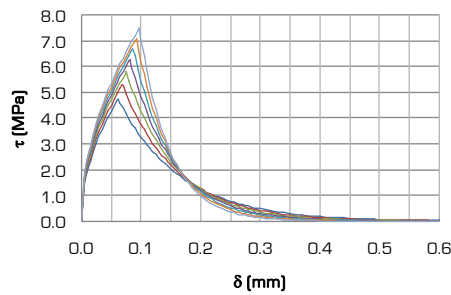
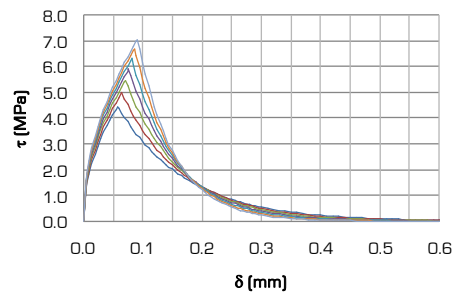


Figura 2.23 Factor geométrico de X.Z. Lu (2005)

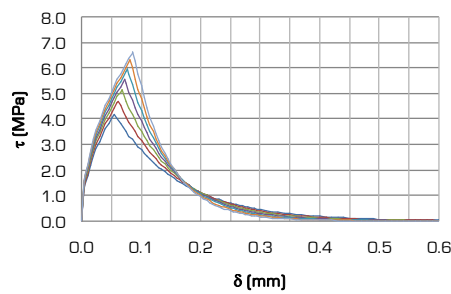
El modelo simplificado adopta el siguiente comportamiento en función de las variables f'_c y b_r/b_c . $\alpha_1 = 1.5$ $\alpha_2 = 0.0195$ $\alpha_3 = 0.308$ Variable: f'_c



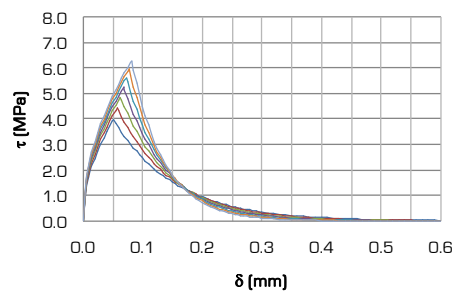
a) $b_r/b_c = 0.10$ $\beta_p = 1.262$



b) $b_r/b_c = 0.20$ $\beta_p = 1.189$



c) $b_r/b_c = 0.30$ $\beta_p = 1.122$



d) $b_r/b_c = 0.40$ $\beta_p = 1.059$

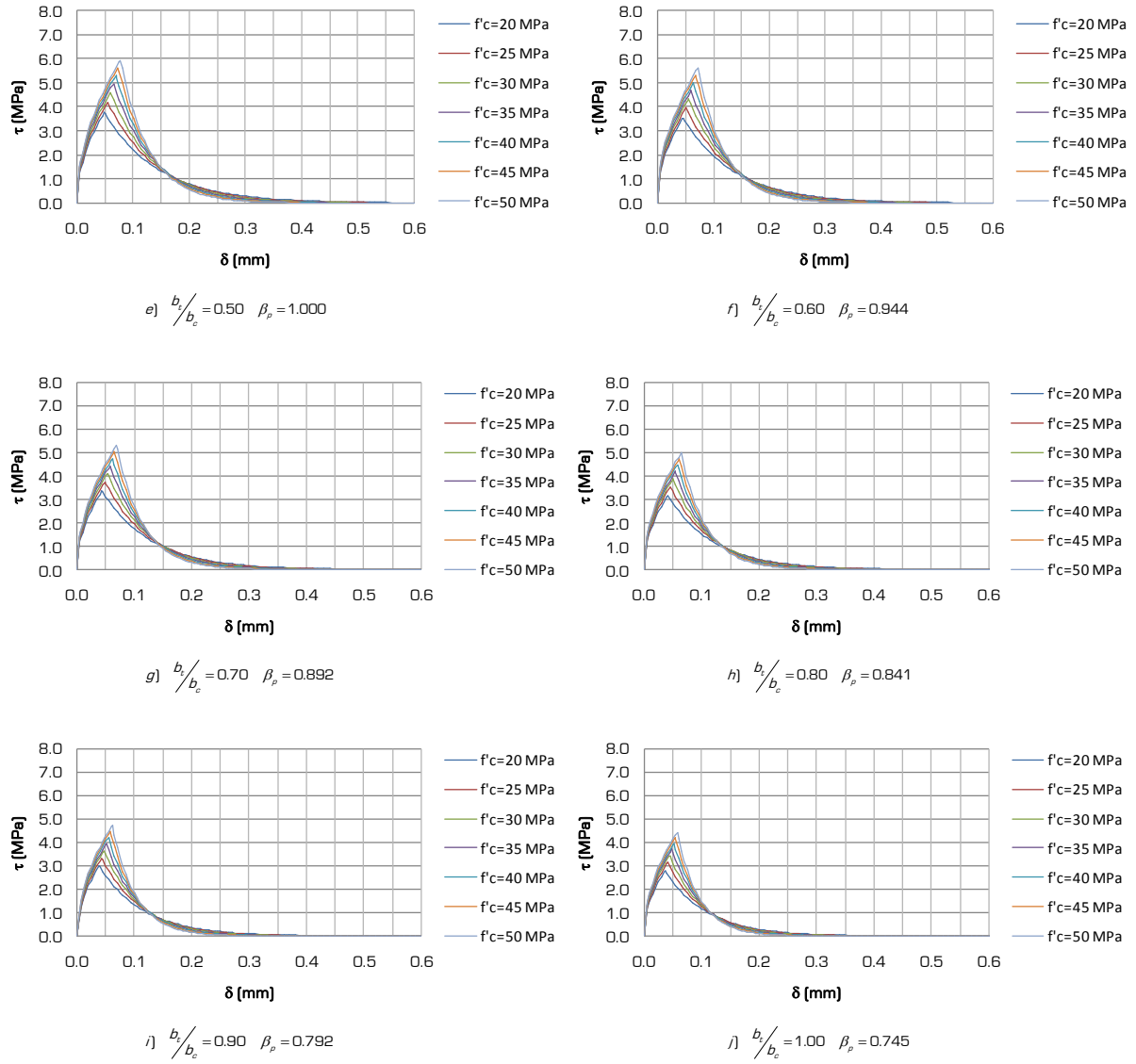


Figura 2.24 Análisis paramétrico del Modelo preciso de X.Z. Lu (2005)

El modelo bilineal está descrito por las siguientes ecuaciones:

$$\tau = \tau_f \frac{\delta}{\delta_1} \quad \text{si} \quad \delta \leq \delta_1$$

$$\tau = \tau_f \frac{\delta_f - \delta}{\delta_f - \delta_1} \quad \text{si} \quad \delta_1 < \delta \leq \delta_f$$

(2.18a)

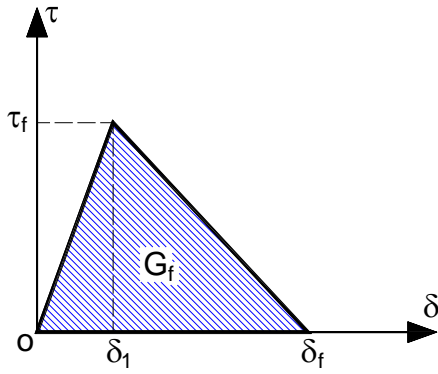


Figura 2.25 Modelo bilineal de X.Z. Lu (2005)

donde:

$$\delta_f = 2 \frac{G_f}{\tau_f} \quad [2.18b]$$

$$\tau_f = \alpha_1 \beta_p f_{ctm} \quad [2.18c]$$

$$\delta_1 = \alpha_2 \beta_p f_{ctm} \quad [2.18d]$$

$$G_f = \alpha_3 \beta_p^2 \sqrt{f_{ctm}} \quad [2.18e]$$

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2.25 - b_f/b_c}{1.25 + b_f/b_c}} \quad [2.18f]$$

Donde

$$\alpha_1 = 1.5 \quad \alpha_2 = 0.0195 \quad \alpha_3 = 0.308$$

con los datos anteriores, la resistencia de la junta está dada por:

$$P_{\max} = \beta_1 b_f \sqrt{2 E_f t_f G_f} \quad [2.19a]$$

Donde β_1 es el factor de longitud de adherencia, cuando $L > L_e$ $\beta_1 = 1$ pero cuando $L < L_e$,

β_1 es menor de 1; este factor fue definido por Cheng y Teng como

$$\beta_1 = \sin\left(\frac{\pi L}{2 L_e}\right) \quad [2.19b]$$

Neubauer estableció una relación similar

$$\beta_1 = \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right) \quad (2.19c)$$

La solución analítica para L_e fue dada por Yuan

$$L_e = a + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)} \quad (2.19d)$$

donde:

$$a = \frac{1}{\lambda_2} \operatorname{sen}^{-1} \left(0.99 \sqrt{\frac{\delta_f - \delta_1}{\delta_f}} \right) \quad (2.19e)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{\tau_f}{\delta_1 E_f t_f}} \quad (2.19f)$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{\tau_f}{(\delta_f - \delta_1) E_f t_f}} \quad (2.19g)$$

Modelo de Karbhari et al. (2006) (extendido de Nakaba et al. (2001))

Nakaba (2001) propuso la siguiente relación adherencia – deslizamiento

$$\tau = \tau_{\max} \left[\frac{s}{s_1} \cdot \frac{n}{(n-1) + \left(\frac{s}{s_1} \right)^n} \right] \quad (2.20a)$$

Karbhari et al. (2006) sugirieron una expresión para la tensión cortante máxima en función del tipo de hormigón.

$$\tau_{\max} = 3.5 f_c'^{0.19} \quad (2.20b)$$

Donde n es un parámetro empírico. La energía de fractura interfacial se define como el área debajo de la curva adherencia – deslizamiento generalmente aceptada como

$$G_f = \int_0^{\infty} \tau ds \quad (2.20c)$$

$$G_f = \int_0^{\infty} \tau_{\max} \left[\frac{s}{s_0} \cdot \frac{3}{2 + \left(\frac{s}{s_0} \right)^3} \right] ds \approx 0.184 \tau_{\max} \approx 0.644 f_c'^{0.19} \quad (2.20d)$$

En la ecuación 2.20a, n se sustituye por 3 y $s_1 = s_0$ para incluirlos en la ecuación 2.20d

Mientras que la longitud de adherencia efectiva está dada por

$$L_e = \frac{P_{\max}}{b_p \tau_{\max} / 2} = \frac{2b_p \sqrt{2G_f E_p t_p}}{b_p \tau_{\max}} \approx \frac{0.6485 \sqrt{E_p t_p}}{f_c'^{0.095}} \quad (2.20e)$$

Y el parámetro restante es: $s_0 = 0.065$

Modelo de Toutanji et. al. (2012)

A partir del modelo de Nakaba (2001), la relación tensión cortante – deslizamiento se expresa con la ecuación (2.20a). Nakaba determino que para hormigones con valores de resistencia a compresión comprendidos en el rango de 24 – 58 MPa, $n=3$. A partir de la ecuación (2.20a) y sustituyendo n, se obtiene:

$$\tau = \tau_{\max} \frac{s}{s_0} \left[\frac{3}{2 + \left(\frac{s}{s_0} \right)^3} \right] \quad (2.21a)$$

La energía de fractura queda definida en función de la resistencia a compresión del hormigón por medio de la función $A(f_c')$, la contribución del FRP a través de la función $B(E_p t_p)$ y la contribución del adhesivo por medio de la función $C(K_a)$. De manera que, la energía de fractura puede escribirse como:

$$G_f = A(f_c') + B(E_p t_p) C(K_a) \quad (2.21b)$$

Las tres funciones que la conforman se definen como:

$$\begin{aligned} A(f'_c) &= 0.026f'_c & 0 < f'_c < 35 \text{ MPa} \\ A(f'_c) &= 0.014f'_c & 35 \leq f'_c \leq 46.2 \text{ MPa} \\ A(f'_c) &= 0.650 & f'_c \geq 46.2 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (2.21c)$$

$$B(E_p t_p) = 0.0946(E_p t_p)^{0.5886} \quad (2.21d)$$

$$C(K_a) = 1.0079(K_a)^{-0.2715} \quad (2.21e)$$

El sistema material incluye al adhesivo y al sustrato de hormigón, por lo tanto la rigidez cortante del sistema es:

$$K_0 = \frac{K_c K_a}{K_c + K_a} \quad (2.21f)$$

$$\text{Donde, } K_a = \frac{G_a}{t_a} \text{ y } K_c = \frac{G_c}{t_{ref,c}}$$

En las ecuaciones anteriores, G_a y G_c son los módulos cortante del adhesivo y del hormigón respectivamente, t_a y $t_{ref,c}$ son los espesores del adhesivo y de la zona de influencia del hormigón.

El ratio de tensión máxima cortante sobre el correspondiente deslizamiento puede expresarse por:

$$R = \frac{2.214 \tau_{max}}{G_f} \quad (2.21g)$$

Pero en éste caso, el ratio se ve influido por el adhesivo, el sustrato de hormigón y el FRP, así que integrando las tres variables, el ratio puede escribirse como:

$$R(K_0, E_p t_p) = D(K_0) E(E_p t_p) \quad (2.21h)$$

Y las dos funciones que lo integran son:

$$D(K_0) = 0.0002 K_0^{2.1205} \quad (2.21i)$$

$$E(E_p t_p) = 1.6834(E_p t_p)^{-0.0676} \quad (2.21j)$$

El valor del cortante máximo τ_{max} , de la ecuación (2.21a) queda definido por la ecuación (2.21g). Sustituyendo las ecuaciones (2.21b) y (2.21h) en la (2.21g):

$$\tau_{\max} = \sqrt{\frac{A(f'_c) + B(E_p t_p) C(K_a)}{2.214}} R(K_0, E_p t_p) \quad [2.21k]$$

Finalmente la carga máxima portante se define a través de:

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2E_p t_p G_f} \left(\frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{b_c}} \right)^{3/4} \sin(\lambda L) \quad [2.21l]$$

Donde

$$\lambda^2 = \frac{(\tau_{\max})^2}{2G_f E_p t_p} \left(1 + \frac{b_p E_p t_p}{b_c E_c t_c} \right) \quad [2.21m]$$

Modelo de Yasmeen et. al. (2013)

Es un modelo que considera a la energía de fractura y al cortante medio máximo como función de las propiedades mecánicas del hormigón y del adhesivo; y lo expresan en tres relaciones básicas:

$$K_0 = 0.16 \frac{G_a}{t_a} + 0.47 \quad [2.22a]$$

$$G_f = 0.52 f_{ct}^{0.26} G_a^{-0.23} \quad [2.22b]$$

$$\tau_{\max} = 1.46 G_a^{0.165} f_{ct}^{1.033} \quad [2.22c]$$

donde:

G_a es el módulo de rigidez al corte del adhesivo

t_a es el espesor de la capa de adhesivo

f_{ct} es la resistencia media a la tracción del hormigón según ACI

2.2.4.3 Modelos de diseño propuestos

Modelo de Chaallal (1998)

En el modelo de diseño de Chaallal (1998), basado en los estudios de Roberts (1989) y Varastehpour y Hamelin (1996), se propuso que la junta se comporta como un material Mohr-Coulomb. Para reforzamiento por cortante, asumieron que la tensión cortante máxima es el doble del promedio de la tensión y la tensión cortante máxima no excede la ecuación de resistencia de Mohr-Coulomb dada por Varastehpour y Hamelin; esto es:

$$\tau_{avg} = \frac{\tau_{max}^{debonding}}{2} = \frac{2.7}{1 + k_1 \tan 33^\circ} \quad (2.23a)$$

$$k_1 = t_p \sqrt[4]{\frac{ka}{4E_p I_p}} \quad \text{y} \quad k_a = E_a \frac{b_a}{t_a} \quad (2.23b)$$

Donde: b_a es el ancho del adhesivo; t_a es el espesor del adhesivo; E_a es el módulo de Young del adhesivo; y I_p momento de inercia del laminado FRP. Ya que los coeficientes de las ecuaciones (2.11b) están basados en datos experimentales limitados y no se relacionan con la resistencia del hormigón, su aplicabilidad está seriamente limitada. Otro inconveniente de esta propuesta es que la longitud efectiva de adherencia no esta considerada.

Modelo de Khalifa (1998)

Khalifa (1998) propuso una modificación del modelo de Maeda (1997) e incluye el efecto de la resistencia del hormigón, de modo que pudiera ser usado para diseño. Utilizaron la relación de la resistencia de adherencia entre la hoja de FRP y la superficie de hormigón como una función de $(f'_c)^{2/3}$. La ecuación modificada queda de la siguiente forma, considerando que la resistencia del hormigón fue de 42 Mpa en los ensayos.

$$\tau_u = \frac{110.2}{10^6} \left(\frac{f'_c}{42} \right)^{2/3} E_p t_p \quad (2.24)$$

Y la longitud efectiva de pegado se calcula usando la ecuación (2.3b)

Modelo de Van Gemert (1997)

Van Gemert (1997) propuso una regla de diseño asumiendo una distribución triangular de las tensiones de corte en toda la zona de adherencia:

$$P_{max} = 0.5 b_p L f_{ctm} \quad (2.25)$$

El único parámetro del material en la ecuación anterior es la resistencia a tensión de la superficie de hormigón f_{ctm} . De acuerdo con Brosens y Van Gemert (1997) la ecuación (2.10a) da la carga a la fractura del hormigón en la zona inicial de transferencia de fuerza, pero no toma en cuenta la reserva de resistencia posterior a la primera fractura. Aunque esto podría ser interpretado en el sentido de que (2.10a) siempre ofrece una predicción conservadora, como interpretación no es valida, ya que el límite de la longitud efectiva de adherencia no está incluida. La ecuación (2.10a) implica que cualquier carga, hasta el límite resistente de la placa adherida, puede ser soportada por una junta lo suficientemente

larga. Esto es conceptualmente erróneo, ya que contradice el hecho bien establecido que cualquier longitud adherida adicional más allá de la longitud efectiva no puede aumentar la resistencia del anclaje.

2.2.4.4 Modelo de ingeniería práctica

Modelo de Chen y Teng (2001)

Chen y Teng [2001] proponen un modelo basado en la teoría de Yuan y Wu [1999] y en una regresión de los datos de ensayos a cortante simple y doble cortante publicados hasta esa fecha, y considerando la relación entre el ancho del laminado y el ancho del elemento de hormigón; el modelo está dado por:

$$P_{\max} = 0.427 \beta_p \beta_L \sqrt{f'_c} b_p L_e \quad (2.26a)$$

Donde

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f'_c}}} \quad (2.26b)$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{si } L \geq L_e \\ \text{sen } \frac{\pi L}{2L_e} & \text{si } L < L_e \end{cases} \quad (2.26c)$$

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{b_c}}} \quad (2.26d)$$

Deben usarse Mpa y mm.

Diseño de la resistencia de anclaje

El coeficiente 0.427 de la ecuación (2.13a) se reduce al 95 percentil del valor característica y se emplea para diseño por resistencia última

$$P_{\max} = 0.315 \beta_p \beta_L \sqrt{f'_c} b_p L_e \quad (2.27a)$$

Para el diseño por estados de servicio, se emplea el supuesto de que la carga de fisura es aproximadamente 60% de la carga última, por lo tanto el coeficiente se reduce a 0.2

$$P_{\max,s} = 0.2\beta_p\beta_L\sqrt{f'_c}b_pL_e \quad [2.27b]$$

Control de tensiones en la placa adherida

En el diseño práctico es necesario conocer la tensión en la placa adherida; sustituyendo la ecuación (2.13b) y $\sigma_p = \frac{P_u}{b_p t_p}$ en la ecuación (2.13a) se obtiene la tensión en la placa adherida en el momento de la falla

$$\sigma_p = 0.427\beta_p\beta_L\sqrt{\frac{E_p\sqrt{f'_c}}{t_p}} \quad [2.27c]$$

La relación entre la tensión en la placa al momento de la falla por adherencia y la resistencia a tensión de la placa puede escribirse como

$$\frac{\sigma_p}{f_p} = \frac{0.427\beta_p\beta_L}{E_p\varepsilon_p}\sqrt{\frac{E_p\sqrt{f'_c}}{t_p}} = \frac{0.427\beta_p\beta_L}{\varepsilon_p}\sqrt{\frac{\sqrt{f'_c}}{E_p t_p}} \quad [2.27d]$$

2.3 Análisis de falla en vigas de hormigón armado reforzadas externamente con polímeros fibro-reforzados (EB FRP)

2.3.1 Introducción

Las estructuras generalmente se construyen para cumplir un fin específico durante una vida útil determinada, sin embargo durante este periodo las estructuras tienden a perder su integridad antes de cumplir con esta vida esperada. Son muchos los factores que causan esta pérdida de integridad, entre estos los más importantes son las condiciones atmosféricas, incrementos de cargas de diseño debido a sobreuso o cambio de uso de la estructura. Estos factores provocan la necesidad de reparar o reforzar la estructuras y existen muchas técnicas para lograrlo, entre éstas, se han desarrollado en los últimos años técnicas innovadoras con materiales composites. Los polímeros fibro-reforzados (FRP) tienen aplicaciones versátiles e innovadoras en el refuerzo de estructuras de hormigón armado.

En las décadas pasadas el refuerzo de vigas de hormigón armado se realizaba a través de la adhesión de placas de acero en la superficie de tracción de la viga; más recientemente

los FRP demostraron superar las desventajas de las placas de acero, los FRP son ligeros, resistentes a la corrosión, fácil de instalar y muchas otras ventajas que los hacen altamente eficientes.

Sin embargo el mecanismo de falla de los FRP externamente adheridos a elementos de hormigón no es aun totalmente predecible o del todo comprendido. Se han realizado varios estudios para analizar los diversos modos de fallo de los FRP adheridos externamente a elementos de hormigón.

El comité ACI 440 (2002) y el FIB bulletin 14 (2001) han categorizado el fallo de FRP reforzando vigas de hormigón armado en dos grandes categorías: donde se desarrolla la acción completa de la viga compuesta y cuando ocurre el desprendimiento prematuro del FRP. Estos se clasifican en seis modos diferentes de falla.

Cuando toda la acción compuesta se desarrolla:

- 1) Falla a flexión con fluencia del acero seguida de la rotura del FRP
- 2) Aplastamiento del hormigón a compresión antes de la fluencia del acero a tensión o fluencia del acero tensionado seguido del aplastamiento del hormigón sin daño en el FRP.

Por otra parte, el desprendimiento prematuro conduce a la perdida de la acción compuesta entre hormigón y FRP y evita que la viga reforzada alcance su resistencia última a flexión. Esto es indeseable tanto como que la viga no sufra fluencia antes de la rotura frágil. Esta categoría incluye:

- 3) Desprendimiento de la cubierta de hormigón, este modo de falla es la más comúnmente reportada, ver (Smith y Teng 2002; Saadatmanesh y Malek 1998; Teng y otros 2003; Ritchie y otros 1991; Nguyen y otros 2001; Tumianlan y otros 1999; Buyukozturk y Hearing 1998; Pham y Al-Mahaidi 2004). Esta falla se describe como formación de una grieta en el hormigón en la zona cercana al extremo de la placa de FRP, propagándose en el nivel del refuerzo a tensión y a continuación progresando horizontalmente a lo largo de la línea del refuerzo, resultando en el desprendimiento del recubrimiento de hormigón.
- 4) Desprendimiento interfacial del extremo del laminado, cuando la falla ocurre en la capa de hormigón adyacente a la interface hormigón-adhesivo. El desprendimiento interfacial del extremo del laminado se considera es el resultado del alto cortante interfacial y las tensiones normales cerca del extremo del laminado que exceden la resistencia del hormigón. (Smith y Teng 2002)
- 5) Desprendimiento interfacial intermedio inducido por fractura, donde la falla es inducida debido a la propagación de fisuras de flexión en el hormigón, paralelas a la placa adherida y adyacente a la interface hormigón-adhesivo, iniciando de la porción

críticamente tensionada hacia uno de los extremos de la placa. (Bizindavji y Neale 1999)

- 6) Falla por cortante en el hormigón, aunque no es una falla por desprendimiento en términos estrictos, se categoriza debido a que no permite se desarrolle totalmente la acción compuesta.

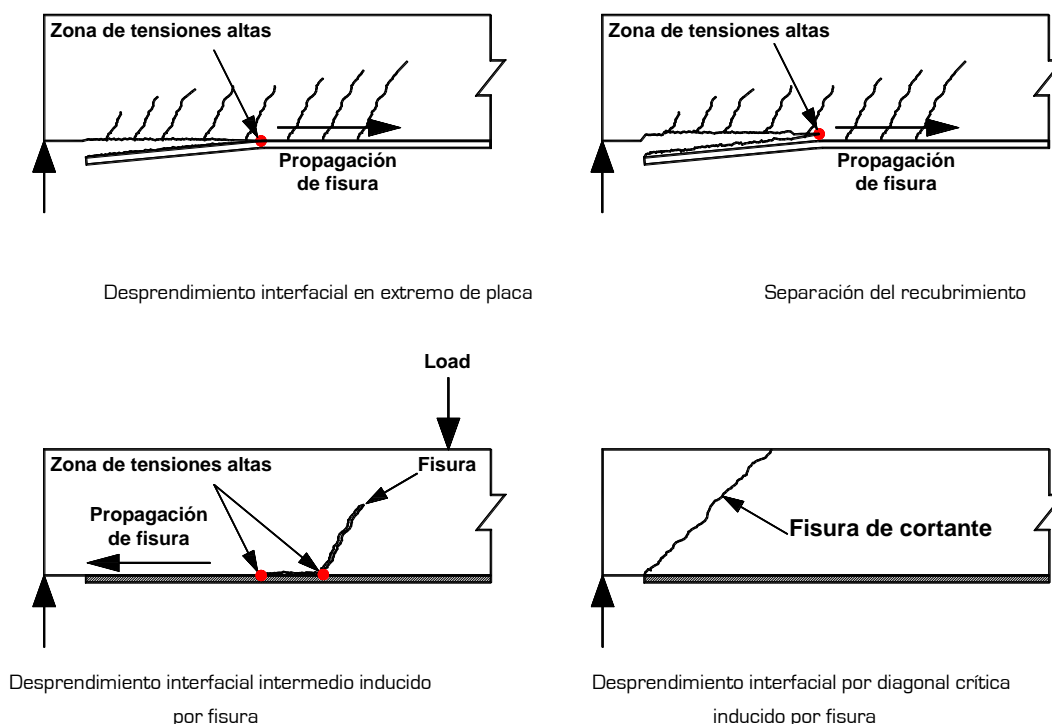


Figura 2.26 Modos de falla en vigas de hormigón armado EB FRP [adaptado de Saxena y otros 2008]

De forma clara y resumida, el desprendimiento prematuro se clasifica como delaminación de la fibra iniciando en el extremo de la placa y delaminación de la fibra iniciando en el centro de la luz de la viga reforzada. También estos grupos están clasificados basados en el método de pegado de las hojas o laminados de FRP a la viga, conociéndose como vigas de pegado húmedo y como vigas con placas pultrusionadas.

2.3.2 Marco teórico

La teoría de vigas es el método empleado para calcular la resistencia última a flexión de las vigas reforzadas, para posteriormente compararlo con los datos obtenidos de los ensayos. De esta manera, una vez establecida la ecuación general para vigas de hormigón doblemente armado y reforzadas externamente con laminados de polímeros fibro-reforzados, el objetivo principal es establecer la deformación ε_{db} [deformación de despegue]. Cada investigador ha establecido un modelo para obtener esta deformación y después emplearla en la ecuación general. Las deformaciones en el hormigón a compresión, el acero a compresión y el acero a tensión se obtienen suponiendo una

distribución lineal de deformaciones para el valor calculado de la deformación en el FRP. La primera aproximación para la profundidad del eje neutro de una viga doblemente armada con refuerzo externo FRP adherido se obtiene equiparando el primer momento de área de cada componente. La profundidad del eje neutro está dada por:

$$c = kd \quad (2.28)$$

$$k = \frac{\sqrt{\left[\rho'_s (\eta'_s - 1) + \rho_s \eta_s + \rho_f \eta_f \right]^2 + 2 \left[\rho'_s (\eta'_s - 1) \frac{d'}{d} + \rho_s \eta_s + \rho_f \eta_f \frac{h}{d} \right]}}{\left[\rho'_s (\eta'_s - 1) + \rho_s \eta_s + \rho_f \eta_f \right]} \quad (2.29)$$

La ecuación anterior es aplicable a vigas simplemente armadas cuando el porcentaje del acero a compresión $\rho'_s = 0$. A partir de esta primera aproximación se supone comportamiento elástico y un límite en la deformación máxima del hormigón $\varepsilon_c = 0.003$; y después de un proceso interactivo se obtiene el valor de c :

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe} - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b_c} \quad (2.30)$$

Donde

$$0.65 \leq \beta_1 = 1.09 - 0.008 f'_c \leq 0.85 \quad (2.31)$$

Finalmente el momento flector último puede calcularse como:

$$M_u = \phi \left(A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + 0.85 A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{\beta_1 c}{2} - d' \right) \right) \quad (2.32)$$

Las tres ecuaciones anteriores están dadas por ACI 2002. Una manera de prevenir el desprendimiento del laminado en el diseño es limitar las deformaciones en el FRP a ciertos valores, y empleando la ecuación anterior basta con sustituir este valor de la deformación por la dada por el ACI 2002.

2.3.3 Modelos existentes para el comportamiento por adherencia

Se han desarrollado varios modelos para predecir la resistencia por adherencia de las vigas reforzadas externamente con laminados; una de las aproximaciones para predecir la resistencia de desprendimiento en el diseño consiste en limitar las deformaciones en el FRP a ciertos valores, dentro de estos modelos podemos resumir los siguientes:

Modelo FIB Bulletin 14 (1) (2001)

Fib Bulletin 14 (2001) propone dos modelos, de los cuales la primera aproximación se basa en una ley de adherencia y proporciona la fuerza axial a tensión máxima soportada por el FRP.

$$\varepsilon_{db} = \alpha c_1 k_c \beta_p \sqrt{\frac{f_{ct}}{E_f t_f}} \begin{cases} 1 & L \geq L_e \\ \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right) & L < L_e \end{cases} \quad (2.33a)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ct}}} \quad (2.33b)$$

Donde

$$\beta_p = 1.06 \sqrt{\frac{2 - b_f/b_c}{1 + b_f/b_c}} \geq 1.0 \quad (1.34c)$$

Y se debe cumplir que:

$$b_f/b_c \geq 0.33, \quad c_1 = 0.64 \text{ para CFRP}, \quad c_2 = 2.0 \text{ para CFRP}$$

Modelo FIB Bulletin 14 (2) (2001)

La segunda aproximación permite calcular el incremento máximo posible de la tensión de tracción dentro del FRP, la cual puede ser transferida por medio de las tensiones de adherencia entre dos fisuras subsecuentes de flexión.

$$\varepsilon_{db} = c_1 \sqrt{\frac{\sqrt{f_{ct} f'_c}}{E_f t_f}} \begin{cases} 1 & L \geq L_e \\ \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right) & L < L_e \end{cases} \quad (2.34a)$$

$$L_e = c_2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ct} f'_c}}} \quad (2.34b)$$

Con los factores

$$c_1 = 0.23 \text{ para CFRP}, \quad c_2 = 1.44 \text{ para CFRP}$$

Modelo de Concrete Society TR55 (2000)

El modelo propuesto por Concrete Society TR55 (2000) es similar al modelo del FIB Bulletin 14, también está basado en la fuerza axial a tensión máxima en el FRP.

$$\varepsilon_{db} = 0.5\beta_p \sqrt{\frac{f_{ct}}{E_f t_f}} \begin{cases} 1 & L \geq L_e \\ \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right) & L < L_e \end{cases} \quad [2.35]$$

Modelo de JSCE (2001) / Muruyama y Ueda (2001)

JSCE (2001) y Muruyama y Ueda (2001) proponen un modelo similar entre ellos basado en la energía de fractura G_f , en donde, cuando esta energía no se obtiene por ensayos experimentales puede asumirse el valor de 0.5 N/mm.

$$\varepsilon_{db} = \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}} \quad [2.36]$$

Modelo de Teng et al. (2003)

Teng y otros (2003 y 2004) proponen dos modelos, el primero fue desarrollado para desprendimiento en el centro de luz de las vigas reforzadas. Ellos modificaron el coeficiente de 0.48 basados en un análisis de regresión de datos de diversos ensayos.

$$\varepsilon_{db} = 0.48\beta_p \sqrt{\frac{\sqrt{f'_c}}{E_f t_f}} \begin{cases} 1 & \text{si } L \geq L_e \\ \sin \frac{\pi L}{2L_e} & \text{si } L < L_e \end{cases} \quad [2.37a]$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad [2.37b]$$

Donde

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_f/b_c}{1 + b_f/b_c}} \quad [2.37c]$$

Modelo de Teng et al. (2004)

El segundo modelo fue propuesto para predecir la deformación de desprendimiento interfacial inducido por fisura del laminado FRP en la sección crítica. Este modelo se obtuvo a partir de los resultados de un análisis por elementos finitos basado en el enfoque de corrimiento de fisura para predecir el desprendimiento interfacial inducido por fisura.

$$\varepsilon_{db} = 0.171\beta_p (4.32 - \alpha) f_{ct} \sqrt{\frac{1}{E_f t_f}} \quad (2.38a)$$

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2.25 - \frac{b_f}{b_c}}{1.25 + \frac{b_f}{b_c}}} \quad (2.38b)$$

Donde

$$\alpha = \frac{1}{\frac{10.53}{\sqrt{f_{ct}^3}} - \frac{2}{3}} \quad (2.38c)$$

Modelo de Arya y Farmer (2001)

Arya y Farmer (2001) propusieron un modelo muy sencillo para desprendimiento en el centro de luz de la viga reforzada, donde la deformación de desprendimiento fue limitada a 0.6% para fuerzas combinadas de cortante y flexión, también sugirieron un valor de 0.8% para cargas uniformemente distribuidas.

$$\varepsilon_{db} = 0.006 \quad (2.39)$$

Modelo de Shehata et al. (1) (2001)

Shehata y otros (2001) propusieron dos modelos, el primero de ellos es similar al de Arya y Farmer, limitando la deformación de desprendimiento a 0.5% para desprendimiento en el centro de luz de la viga reforzada.

$$\varepsilon_{db} = 0.005 \quad (2.40)$$

Modelo de Shehata et al. (2) (2001)

El segundo modelo para desprendimiento en el extremo del laminado, limitaron al 30% a la fracción de la resistencia a tensión (0.3*f_t*) que se desarrolla en el recubrimiento de hormigón.

$$\varepsilon_{db} = \frac{0.3f_{ct}L_p}{t_f E_f} \quad [2.41]$$

Modelo de Hassanen y Raoof (2001)

Hassanen y Raoof (2001) modificaron un modelo propuesto originalmente por Raoof y Zhang en 1997 para pletinas de acero. Basado en la longitud efectiva del laminado para anclaje en el extremo L_p , se propusieron dos deformaciones límites (máxima y mínima), donde la máxima se toma como el doble de la mínima.

$$\text{Límite bajo: } \varepsilon_{db,min} = 0.154 \frac{L_p h_1 b_c^2 \sqrt{f_{cu}}}{h' b_f t_f E_f (\sum O_{bars} + b_f)} \quad [2.42a]$$

$$\text{Límite alto: } \varepsilon_{db,max} = 2\varepsilon_{db,min} \quad [2.42b]$$

$$L_p = \text{la menor de } \begin{cases} L_{p1} = \text{long. de la placa en el claro de cortante} \\ L_{p2} = \begin{cases} l_{min} (24 - 0.5l_{min}) & \text{para } l_{min} \leq 40 \text{ mm} \\ 4l_{min} & \text{para } l_{min} > 40 \text{ mm} \end{cases} \end{cases} \quad [2.42c]$$

$$l_{min} = \frac{A_e f_{ct}}{0.28 \sqrt{f_{cu}} (\sum O_{bars} + b_f)} \quad [2.42d]$$

Modelo de Wang y Ling (1998)

El modelo propuesto por Wang y Ling (1998) también fue una modificación del modelo de Raoof y Zhang, sin embargo, la longitud efectiva del laminado L_p , se toma como la longitud del laminado en la luz de cortante.

$$\text{Límite bajo: } \varepsilon_{db,min} = \frac{b_c}{b_f} \frac{A_e L_{p1} f_{ct}^2}{6h' t_f E_f (0.313 \sqrt{f'_c} \sum O_{bars} + 1.96b_f)} \quad [2.43a]$$

$$\text{Límite alto: } \varepsilon_{db,max} = 2\varepsilon_{db,min} \quad [2.43b]$$

Modelo de Zhao (2005)

Zhao (2005) estudio las fallas en extremo de placa en vigas reforzadas con laminados FRP y propuso dos modelos, uno para vigas reforzadas con hojas adheridas con epoxi y otro para vigas con placas pultrusionadas, basados ambos modelos en la resistencia a compresión del hormigón y a partir de un análisis de regresión de datos experimentales.

Vigas con hojas adheridas:

$$\varepsilon_{db} = \begin{cases} 0.35f'_c(t_f E_f)^{-0.65} & \text{para } f'_c \leq 31.5 \text{ MPa} \\ 11.1(t_f E_f)^{-0.65} & \text{para } f'_c \geq 31.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad [2.44a]$$

Vigas con placas pultrusionadas:

$$\varepsilon_{db} = \begin{cases} 0.08f'_c(t_f E_f)^{-0.5} & \text{para } f'_c \leq 31.5 \text{ MPa} \\ 2.51(t_f E_f)^{-0.5} & \text{para } f'_c \geq 31.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad [2.44b]$$

Para todos estos modelos, la resistencia última a flexión de la viga reforzada se calcula empleando la ecuación dada por ACI 2002 reemplazando la deformación correspondiente para cada modelo.

2.3.4 Modelos existentes para el comportamiento por cortante

Otros modelos se basan en la capacidad a cortante de la viga reforzada y/o en una interacción entre la capacidad a cortante y a flexión de la viga. Entre estos modelos podemos resumir los siguientes:

Modelo de Matthys [2000]

Matthys [2000] obtuvo un modelo basado en la resistencia a cortante para desprendimiento causado por fisuras de cortante en el hormigón. La tasa de refuerzo longitudinal incluye el área transformada de las fibras.

$$V_{db} = (0.38 + 151\rho_l) b_c d \quad [2.45a]$$

$$\rho_l = \frac{1}{b_c d} \left(A_s + A_r \frac{E_f}{E_s} \right) \quad [2.45b]$$

Modelo de Blaschko y otros [1998]

Blaschko y otros [1998] propuso un modelo para desprendimiento en extremo de placa debido a fisuras de cortante, el cual limita la resistencia a cortante de la viga sin considerar el refuerzo por cortante.

$$V_{db} = 0.18(f'_c)^{1/3} k b_c d (1.2 + 40\rho_l) \quad [2.46a]$$

Donde

$$k = 1.6 - d \geq 1.0 \quad (d \text{ en } m) \quad [2.46b]$$

Modelo de Jansze (1997)

Jansze (1997) presento un modelo basado en el análisis de vigas reforzadas con placas de acero atendiendo el desprendimiento de extremo de placa.

$$V_{db} = \tau_{PES} b_c d \quad [2.47a]$$

$$\tau_{PES} = 0.18 \sqrt[3]{3 \frac{d}{a_L} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \rho_s f'_c}} \quad [2.47b]$$

Donde

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s} d a^3} \quad [2.47c]$$

Modelo de Ahmed y otros (2001)

Ahmed y otros (2001) modifico el modelo de Jansze y encontró que la relación geométrica entre el hormigón y los laminados FRP es completamente diferente cuando el se trata de placas de acero.

$$V_{db} = (\tau_{PES} + \Delta \tau_{MOD}) b_c d \quad [2.48a]$$

$$\Delta \tau_{MOD} = \tau_{PES} b_c d \left(\frac{S_s}{I_s b_f} - \frac{S_f}{I_f b_a} \right) + 6188.5 \left(\frac{\tau - 4.121}{b_c d} \right) \quad [2.48b]$$

$$\tau = \left(0.15776 \sqrt{f'_c} + \frac{17.2366 \rho_s d}{B} \right) + 0.9 \frac{A_{sv} f_{yv}}{s b_c} \quad [2.48c]$$

Modelo de Oehlers (1992)

Oehlers (1992) demostró que la capacidad a cortante del hormigón en vigas armadas permite controlar la fuerza cortante en el extremo de placa V_{db} , sin considerar la contribución del acero de refuerzo cortante y propuso un modelo basado en la interacción entre la capacidad a flexión y a cortante de la viga.

$$\frac{M_{db,end}}{M_{db,f}} + \frac{V_{db,end}}{V_{db,s}} \leq 1.17 \quad [2.49a]$$

$$M_{db,f} = \frac{E_c I_{cr} f_{ct}}{0.901 E_f t_f} \quad [2.49b]$$

$$V_{db,s} = V_c = \left[1.4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \right] b_c d [\rho_s f'_c]^{1/3} \quad [2.49c]$$

donde

$$1.4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \geq 1.1$$

Modelo de Smith y Teng (2002)

Smith y Teng (2002) compararon varios modelos de desprendimiento en extremo de placa y obtuvieron un modelo simple basado en este estudio comparativo.

$$V_{db} = 1.5 \left[1.4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \right] b_c d [\rho_s f'_c]^{1/3} \quad [2.50]$$

Modelo de Ziraba et al. (1) (1994)

Ziraba y otros (1994) llevaron a cabo estudios numéricos y experimentales en placas de acero adheridas a vigas de hormigón para poder interpretar los modos de fallo. Obtuvieron dos modelos para predecir el desprendimiento en extremo de placa y separación del recubrimiento de hormigón, estos modelos también consideran las propiedades del epoxi empleado para adherir el FRP al sustrato de hormigón; para el modelo de desprendimiento en extremo de placa, consideraron $C=7.15$ MPa, $\alpha_1=35$, $\alpha_2=1.1$ y $\phi=28^\circ$. Para el modelo de separación del recubrimiento consideraron la capacidad a cortante del hormigón junto con la contribución del refuerzo a cortante.

$$V_{db} = \frac{f'_c}{C_{R1}} \left[\frac{C}{\alpha_1 f_{ct} (1 + \alpha_2 C_{R2} \tan \phi)} \right]^{4/5} \quad [2.51a]$$

donde

$$C_{R1} = \left[1 + \left(\frac{K_s}{E_f b_f t_f} \right)^{1/2} a \frac{b_f t_f}{I_{tr,c} b_a} (d_f - x_{tr,c}) \right] \quad [2.51b]$$

$$C_{R2} = t_f \left(\frac{K_n}{4E_f I_f} \right)^{1/4} \quad [2.51c]$$

Modelo de Ziraba et al. [2] (1994)

$$V_{db} = (V_c + kV_s) \quad [2.52a]$$

$$V_c = \frac{1}{6} (\sqrt{f'_c} + 100\rho_s) b_c d \quad [2.52b]$$

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d}{s} \quad [2.52c]$$

donde

$$k = 24e^n \quad [2.52d]$$

$$n = -0.08 C_{R1} C_{R2} \times 10^6 \quad [2.52e]$$

Modelo de Varastehpour y Hamelin (1996)

Varastehpour y Hamelin (1996) desarrollaron un modelo de desprendimiento en extremo de placa el cual calcula la fuerza cortante en la viga en el extremo de la placa.

$$V_{db} = \frac{1.6}{\lambda \beta^{1/3}} \left(\frac{5.4}{1 + C_{R2} \tan 33^\circ} \right)^{2/3} \quad [2.53]$$

Modelo de El-Mihilmy y Tedesco (2001)

El-Mihilmy y Tedesco (2001) estudiaron el modo de falla por delaminación del recubrimiento de hormigón de vigas armadas reforzadas externamente con FRP. Usando la teoría elástica lineal y un análisis estadístico de resultados experimentales desarrollaron un procedimiento analítico para calcular el cortante y la tensión normal en la zona de terminación de la placa; después simplificaron el modelo para una viga sujeta a cargas concentradas.

$$V_{db} = \frac{3.8f_{ct}l}{(\zeta_f + 2)(d_f - c)(t_f + \Psi_f^2 \alpha_f L_f)} \quad [2.54a]$$

$$\alpha_f = 0.28 \sqrt{\frac{E_a t_f}{E_f}} \quad [2.54b]$$

donde

$$\zeta_f = 1.3\sqrt{\alpha_f}, \quad \Psi_f = 1.35 - 12.5 \frac{L_f}{L}, \quad \frac{L_f}{L} \leq 0.1$$

Modelo de Colotti y Spadea (2001)

Colotti y Spadea (2001) compararon varios modos de falla y presentaron diversas expresiones para calcular cada uno de ellos y finalmente la menor resistencia obtenida es la que determina la capacidad a cortante de la viga reforzada.

$$V_{db} = \left(\frac{\tau}{f_c} \right) b_c d f_c \quad [2.55a]$$

Para deslizamiento de la placa y fluencia del estribo

$$\frac{\tau}{f_c} = \Psi \left[\alpha + \phi - \sqrt{(\alpha + \phi)^2 - 2\phi\beta} \right] \quad [2.55b]$$

Para aplastamiento del hormigón y fluencia del estribo

$$\frac{\tau}{f_c} = \sqrt{\Psi(1-\Psi)} \quad [2.55c]$$

Para fluencia del refuerzo longitudinal y transversal

$$\frac{\tau}{f_c} = \Psi \left[\sqrt{\frac{2\eta}{\Psi} + \alpha^2} - \alpha \right] \quad [2.55d]$$

Para modo de falla por flexión

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\eta}{\alpha} \quad [2.55e]$$

Para rotura a tensión del FRP y fluencia del acero longitudinal
y/o aplastamiento del hormigón [2.55f]

$$\frac{\eta}{\alpha} = \frac{0.85\beta_1 k \left(1 - \beta_1 k / 2\right)}{\left(d/h\right)^2 \alpha} + \frac{n'_s (1 - \gamma)}{\left(d/h\right) \alpha}$$

Donde

$$\Psi = \frac{A_{sv} f_{yv}}{0.7 s b_c f'_c} \quad [2.56g]$$

$$\eta = \frac{A_s f_y + A_f f_f}{0.7 b_c d f'_c} \quad [2.55h]$$

$$\alpha = \frac{B}{d} \quad [2.55i]$$

$$\beta = \frac{L_f}{d} \quad [2.55j]$$

$$\phi = \frac{U_y s}{A_{sv} f_{yv}} \quad [2.55k]$$

$$U_y = \begin{cases} b_f (2.17 + 0.02(f'_c - 20)) & \text{para } 20 \leq f'_c \leq 50 \text{ MPa} \\ b_f (2.77 + 0.06(f'_c - 50)) & \text{para } f'_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad [2.55l]$$

Modelo de Jones y otros [1988]

Jones y otros [1988] desarrollaron un modelo para predecir la tensión cortante interfacial en el extremo de placa; este modelo fue desarrollado estudiando el desprendimiento de placas de acero adheridas a vigas de hormigón armado.

$$V_{db} = \frac{b_f I_{cr} f_{ct} E_c}{\sqrt{2 A_f E_f (d_f - c)}} \quad [2.56]$$

Son estos los modelos más representativos del comportamiento de vigas trabajando bajo tensiones flexionantes y tensiones cortantes.

Capítulo 3

Ensayos de adherencia

3.1 Ensayos Pull - pull

A partir del análisis realizado a la bibliografía existente, Chajes et al. (1996), Taljsten (1996), Maeda et al. (1997), Takeo et al. (1997), Bizindavyi and Neale (1999), Kamiharako et al. (1999), Ueda et al. (1999), Zhao et al. (2000), Adhikary y Mutsuyoshi (2001), Fuquan et al. (2001), Nakaba et al. (2001), Seracino (2001), Wu et al. (2001), Tan (2002), Ren (2003), Yao et al. (2005), Zhao (2005), Sharma et al. (2006), se planificó la realización de ensayos pull – pull sobre elementos de hormigón armado con laminados de fibras de carbono adheridos a ambos lados de los bloques de hormigón.

Este tipo de ensayos son los más reportados en las publicaciones consultadas, por otra parte, también se realizó un tipo de ensayo optativo (push – bending) para simular el mismo comportamiento que en los ensayos de doble cortante, la configuración y resultados de este tipo de ensayo en particular se muestran en la parte final del presente capítulo.

El objetivo principal es observar el comportamiento de la zona de adherencia entre los laminados y el hormigón variando únicamente la longitud de adherencia del laminado, cuyas dimensiones del ancho y espesor permanecen constantes. Para capturar este comportamiento se instrumentaron los laminados a través de su longitud de adherencia

con galgas extensométricas y se sincronizó la captura de datos junto con las correspondientes a la carga aplicada y desplazamiento del extremo cargado del laminado.

En las siguientes secciones se muestran los esquemas de carga empleados y los correspondientes detalles de cada uno de los ensayos realizados durante la campaña experimental.

3.2 Preparación de los ensayos

Se fabricaron bloques de hormigón armado de dimensiones 250 x 250 x 1000 mm. La calidad del hormigón es H52 y la superficie de adherencia se prepara incrementando la rugosidad 2 mm de media entre valles y picos. Posteriormente la superficie se cubre con un Primer (MBrace) para sellar los poros y preparar la colocación del adhesivo epóxico, cuya posterior colocación se realiza uniformemente en un espesor de 1.5 mm para adherir los laminados CFRP.



Figura 3.1 Proceso de preparación de los ensayos de adherencia

Las características del hormigón empleado se muestran en la figura siguiente:

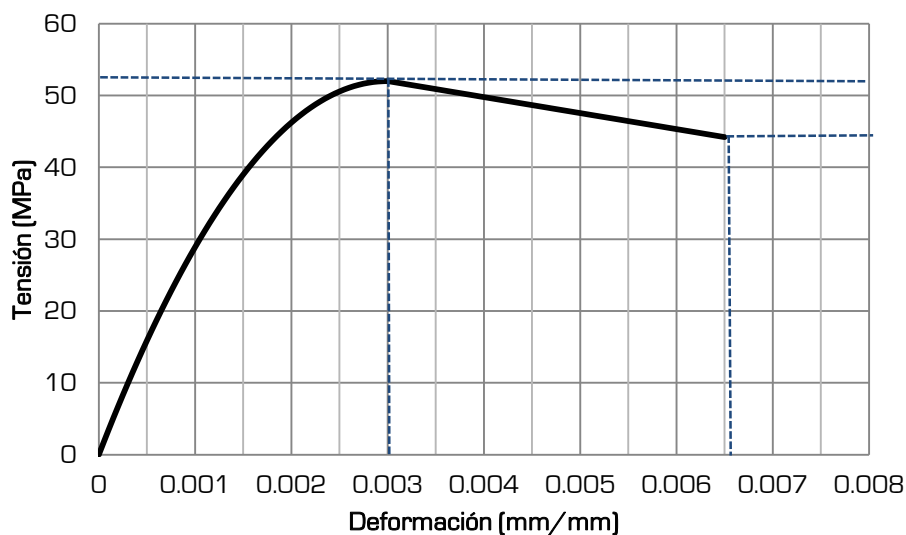


Figura 3.2 Ecuación constitutiva del hormigón H52

La ecuación constitutiva del hormigón a compresión está dada por las ecuaciones de Hognestad (1955)

Hormigón a compresión

Rama inicial

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad [2.1]$$

Rama final

$$\sigma_c = f_c \left[1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \right) \right] \quad [2.2]$$

3.3 Configuración de los ensayos

Dadas las características del tipo de ensayo tirar – tirar, se colocan los bloques de hormigón coincidiendo su eje axial y se adhieren los laminados a los lados de los bloques y se aplica carga a través de un actuador MTS 100 kN en el extremo opuesto a la columna de reacción, tal como se muestra en la figura 3.3

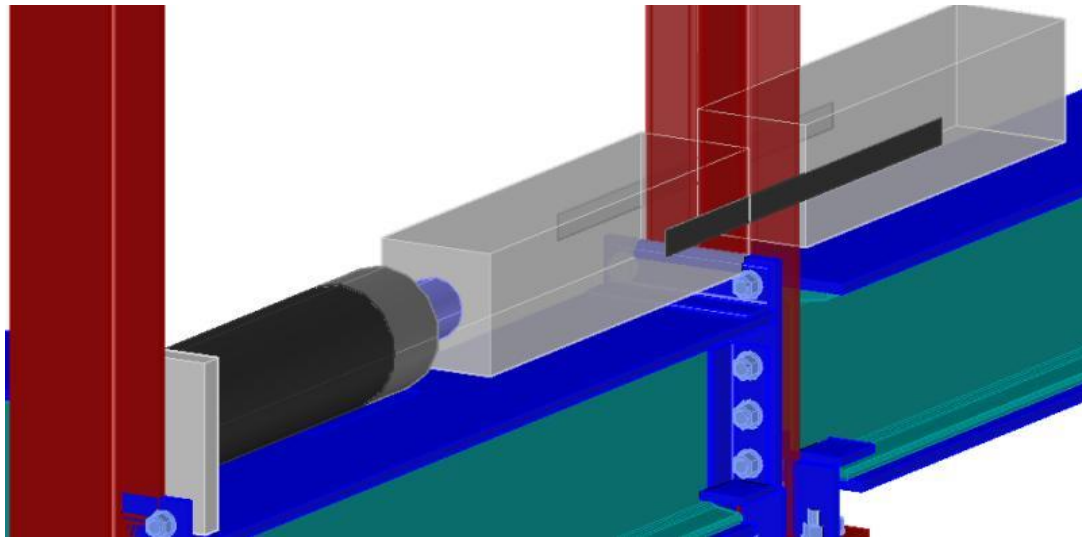


Figura 3.3 Configuración ensayo doble cortante 3D

Todos los ensayos se desarrollan con la misma configuración, variando, la longitud de adherencia y la cantidad de galgas instrumentadas sobre los laminados.

En la siguiente fotografía se observa la configuración especificada anteriormente. Al fondo está colocado el actuador y se aprecia la galga del reverso que permite registrar el porcentaje de carga total que se transmite sobre cada uno de los laminados de manera indirecta a través del registro de las deformaciones, para controlar la simetría del ensayo y determinar con precisión la carga de desprendimiento.



Figura 3.4 Configuración ensayo doble cortante

En la siguiente figura se detallan las dimensiones del espécimen empleado en los ensayos, la aplicación de la carga aplicada en un extremo y la distribución simétrica de las fuerzas soportadas por los laminados.

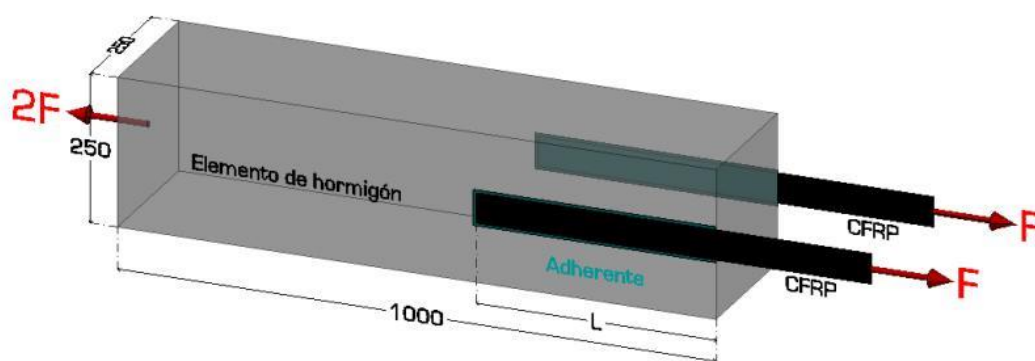


Figura 3.5 Configuración ensayo doble cortante, dimensiones en mm.

3.4 Descripción de los ensayos

Los primeros dos ensayos se realizan con control de carga sobre especímenes con características mostradas en la figura 3.5 e instrumentado con 7 galgas extensométricas colocadas dos de ellas en los tramos libres de ambos laminados, las otras 5 galgas sobre uno de los laminados, tal como se muestra en la siguiente figura.

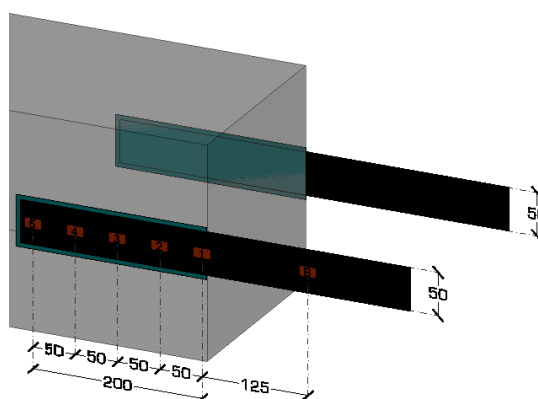


Figura 3.6 Configuración ensayo CS01 y CS02, dimensiones en mm.

El material empleado en el pegado de los laminados sobre el bloque de hormigón fue, en primer lugar una impregnación con MBrace PRIMER, posteriormente se coloca el adhesivo MBrace ADHESIVO y finalmente se colocan los laminados MBrace LAMINADO LM (50 x 1,2 mm) con características físicas y mecánicas resumidas en la siguiente tabla.

Tabla 3.1 Datos técnicos del laminado MBrace

| Características | Método de ensayo | Unidades | Mbrace Laminado LM | Mbrace Laminado HM |
|--|------------------|-------------------|--------------------|--------------------|
| Densidad | - | g/cm ³ | aprox. 1.6 | aprox. 1.6 |
| Volumen de fibra | - | % | 68 | 68 |
| Módulo de elasticidad característico | EN 2561 | Gpa | 158 | 190 |
| Módulo de elasticidad medio | | Gpa | 165 | 200 |
| Resistencia a tracción última característica | | N/mm ² | 2200 | 2900 |
| Resistencia a tracción última media | | N/mm ² | 2500 | 3300 |
| Elongación a rotura característica | | % | 1.3 | 1.4 |
| Elongación a rotura media | | % | 1.5 | 1.65 |

Los ensayos se desarrollan controlando la carga aplicada y capturando los canales de fuerza del actuador y los correspondientes a las 7 galgas extensométricas colocadas sobre el laminado instrumentado.

El tercer ensayo se ha realizado incrementando la longitud adherida del laminado y colocando galgas de forma similar a los dos primeros ensayos. En este caso el ensayo se realiza bajo control de desplazamiento.

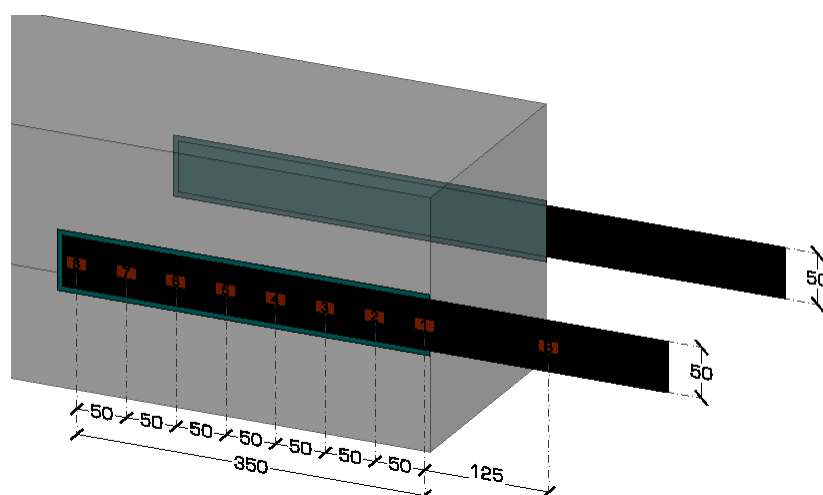


Figura 3.7 Configuración ensayo CS03, dimensiones en mm.

Las galgas se colocan a cada 50 mm sobre el laminado en la zona adherida, tal como se muestra en la figura 3.7, colocando las galgas de control laterales A y B. El espesor de los laminados empleados en la presente campaña experimental fue de 1.2 mm.

En vista de las configuraciones anteriores, se realizó un arreglo diferente al cuarto ensayo, colocando la zona adherida 250 mm hacia dentro del bloque y adhiriendo una longitud similar al tercer ensayo.

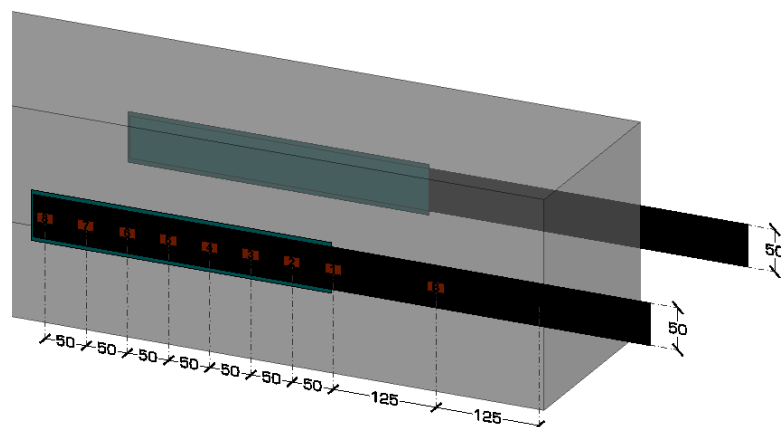


Figura 3.8 Configuración ensayo CS04, dimensiones en mm.

Obsérvese que la separación entre galgas es de 50 mm en todos los ensayos correspondientes a esta campaña experimental.

Un ensayo poco usual consiste en realizar la misma prueba que en los anteriores cuatro, a través de un sistema de flexión llamado, push – bending.

El objetivo de desarrollar éste último ensayo con una modalidad diferente es poder comparar los resultados con los previos y determinar, de existir, las diferencias o en su caso, las similitudes entre ellos.

Para poder comparar los resultados, se ha adoptado un modelo similar al CS04 para el ensayo CS05, colocando 8 galgas en la zona adherida, separadas entre sí 50 mm. y así poder capturar el comportamiento de la distribución de deformaciones a lo largo de la zona de adherencia. La carga actuante sobre el laminado se calcula de manera indirecta al conocer la deformación en la zona libre del laminado y emplear el concepto de comportamiento elástico lineal que presentan los laminados CFRP.

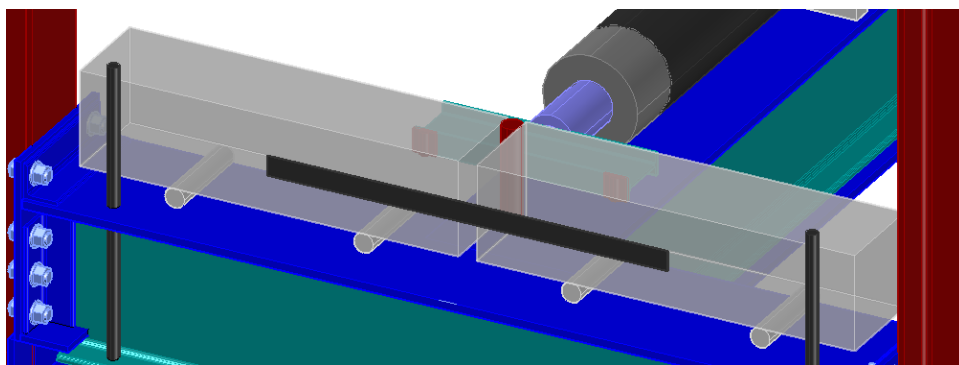


Figura 3.9 Configuración general del ensayo cortante por flexión, CS05

Como se observa en la figura 3.9, el mecanismo de tirar el laminado en dirección contrario entre los bloques se produce a través de la rótula y el empuje que produce el actuador sobre de la viga de reparto que aplica finalmente la carga sobre los bloques de hormigón.

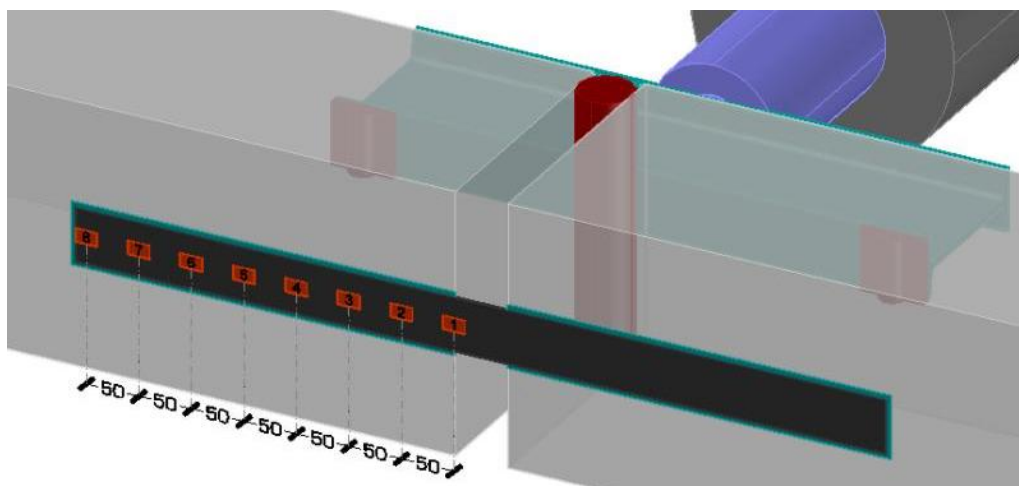


Figura 3.10 Configuración ensayo CS05, dimensiones en mm.

Todos los resultados de los ensayos realizados en ésta campaña experimental se presentan detalladamente en el siguiente sub capítulo 3.5; y finalmente en el sub capítulo 3.6 puede consultarse el desarrollo paso a paso de cada uno de ellos así como fotografías de la configuración y realización de los ensayos así como el tipo de fallas presentadas.

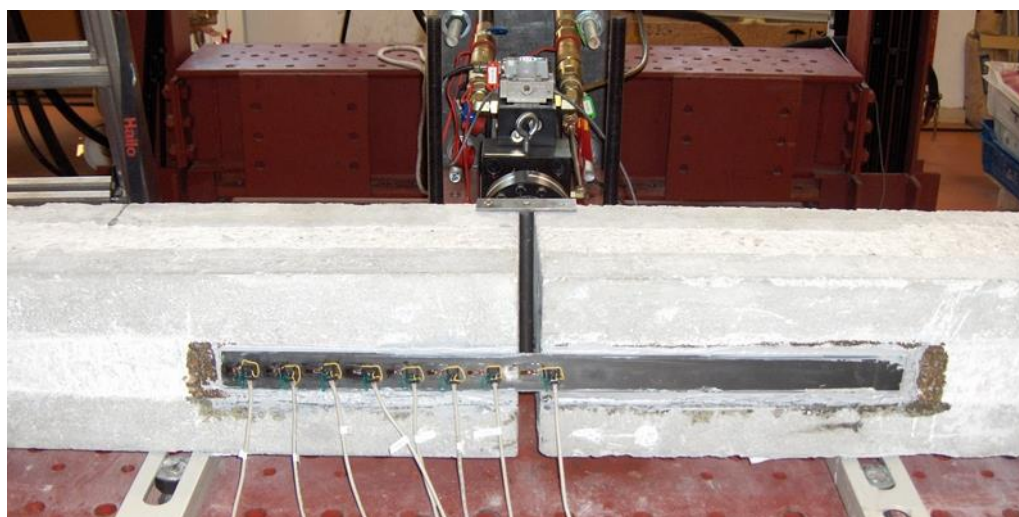


Figura 3.11 Ensayo CS05

3.5 Resultados de los ensayo

3.5.1 Relaciones fuerza - deformación

El ensayo CS01 desarrolla una gráfica carga – deformación como se muestra en la figura 3.12 con un comportamiento lineal en los registros de la galga O1 colocada en la zona libre

del laminado, y con un comportamiento no lineal en todas las demás galgas colocadas hacia el interior de la zona adherida.

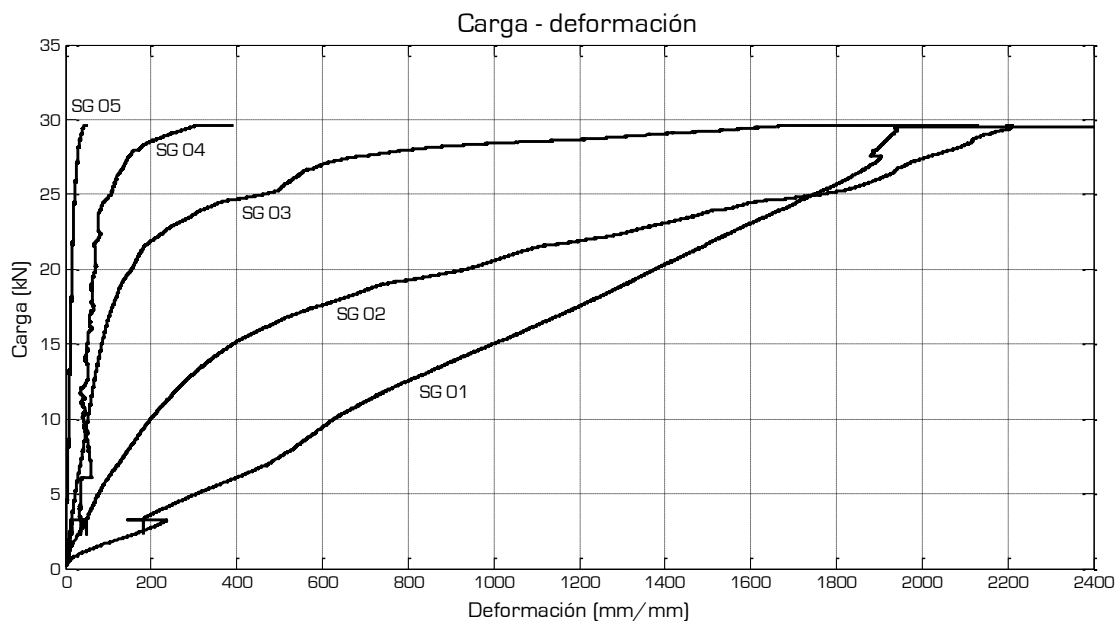


Figura 3.12 Curva carga - deformación ensayo CS01

La curva carga - deformación del ensayo CS02 es muy similar a la figura 3.12, en este caso alcanzando una carga de falla última de 25 kN y una deformación última de la galga libre de 2000 $\mu\epsilon$. En la siguiente figura se muestra el comportamiento mencionado del ensayo CS02.

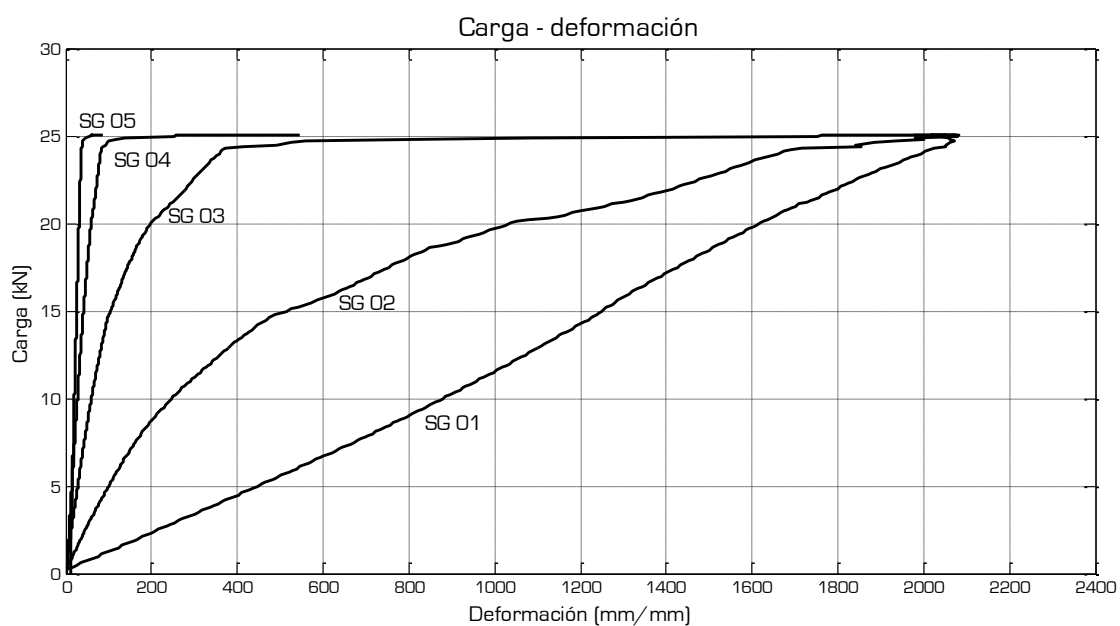


Figura 3.13 Curva carga - deformación ensayo CS02

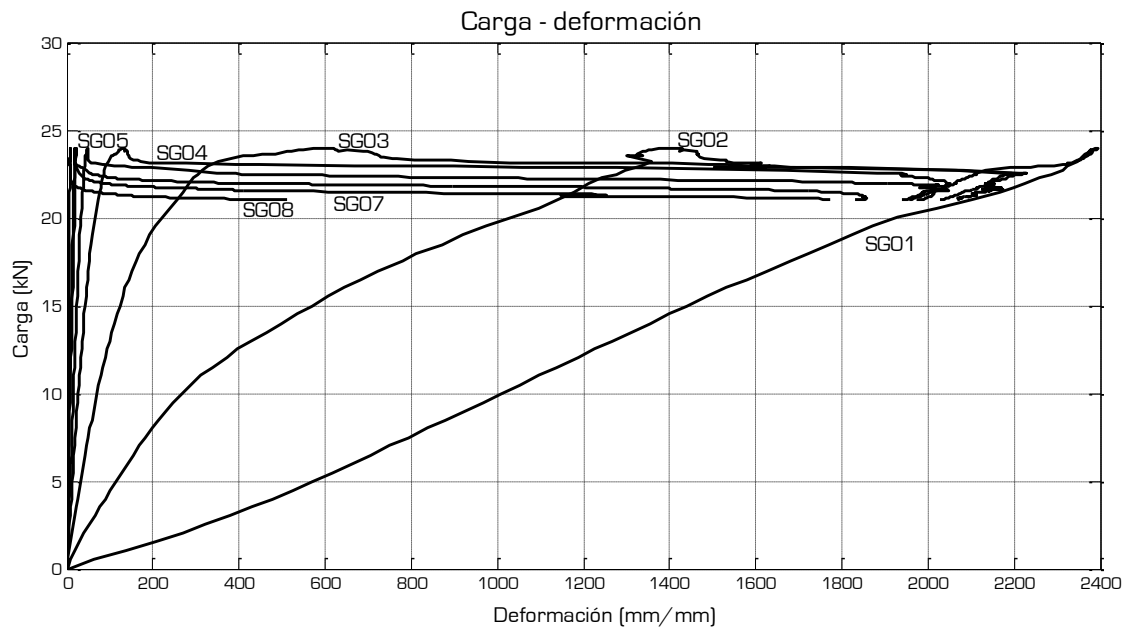


Figura 3.14 Curva carga – deformación ensayo CS03

La figura anterior muestra la curva carga – desplazamiento para las 8 galgas colocadas sobre los 360 mm adheridos del laminado sobre el elemento de hormigón del ensayo CS03.

El ensayo CS04 en donde se adhirió el laminado a partir de una distancia de 250 mm a partir del borde libre del bloque de hormigón, la carga última alcanzó los 33 kN para una deformación máxima de 3200 $\mu\epsilon$. En la figura 3.15 se muestra el comportamiento de las deformaciones a lo largo de la zona adherida

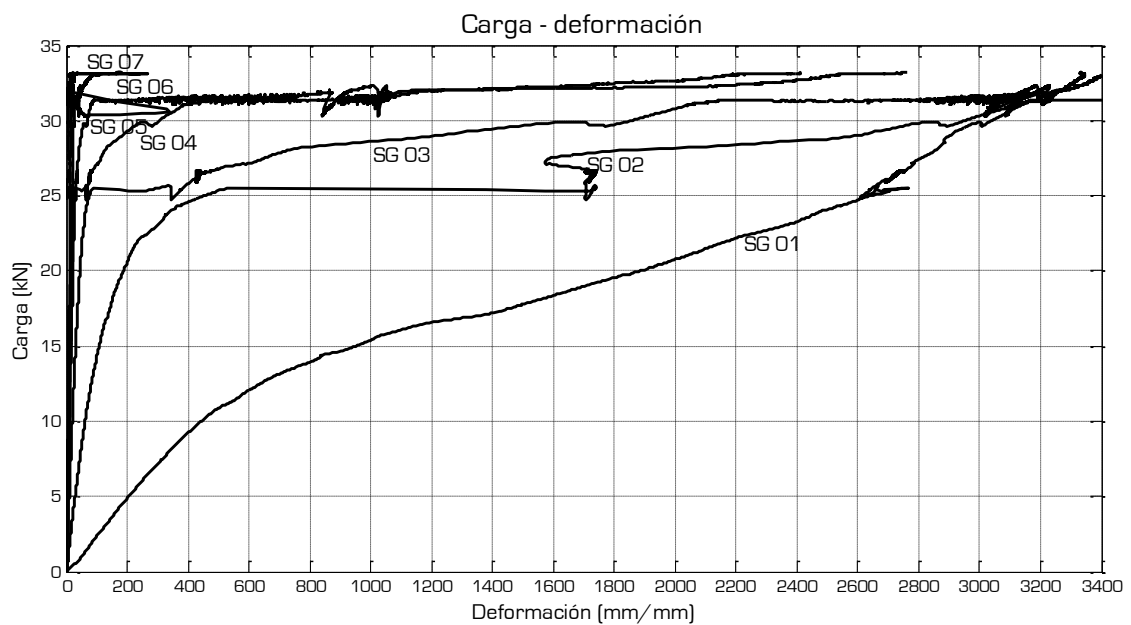


Figura 3.15 Curva carga – deformación ensayo CS04

Las figuras 3.12 a la 3.15 muestran los resultados de carga – desplazamiento de los ensayos de doble cortante en modalidad de tirar – tirar.

Se obtuvo también una curva de iguales características durante el ensayo de cortante por flexión (push bending) CS05. Recordando que la longitud de adherencia en este ensayo fue similar al anterior, CS04, L=360 mm.

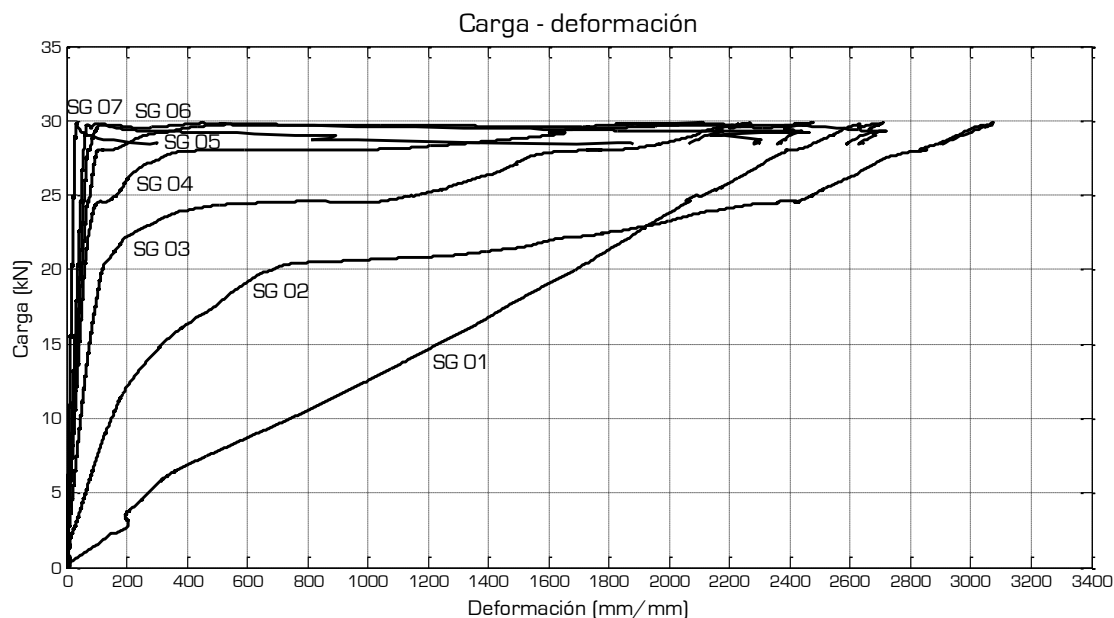


Figura 3.16 Curva carga – deformación ensayo CS05

La carga máxima portante para este caso fue de 30 kN para una deformación correspondiente a 3000 $\mu\epsilon$.

En resumen, considerando la carga última portante y la correspondiente deformación máxima, en la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos para cada ensayo.

Tabla 3.2 Resumen carga máxima – deformación.

| Ensayo | Long. Adherencia (mm) | $\mu\epsilon$ (2ª galga) (mm/mm) | Carga última (kN) |
|--------|--------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| CS01 | 210 | 2750 | 30 |
| CS02 | 210 | 2100 | 25 |
| CS03 | 360 | 2200 | 24 |
| CS04 | 360 | 3200 | 33 |
| CS05 | 360 | 3000 | 30 |

3.5.2 Comportamiento de las deformaciones

De cada uno de los ensayos realizados es posible obtener el gráfico de comportamiento de las deformaciones a través de la longitud adherida.

En las figuras 3.17 y 3.18 se muestran las curvas del comportamiento de las deformaciones a través de los 210 mm adheridos sobre el hormigón. En ambos casos se realizó control de carga.

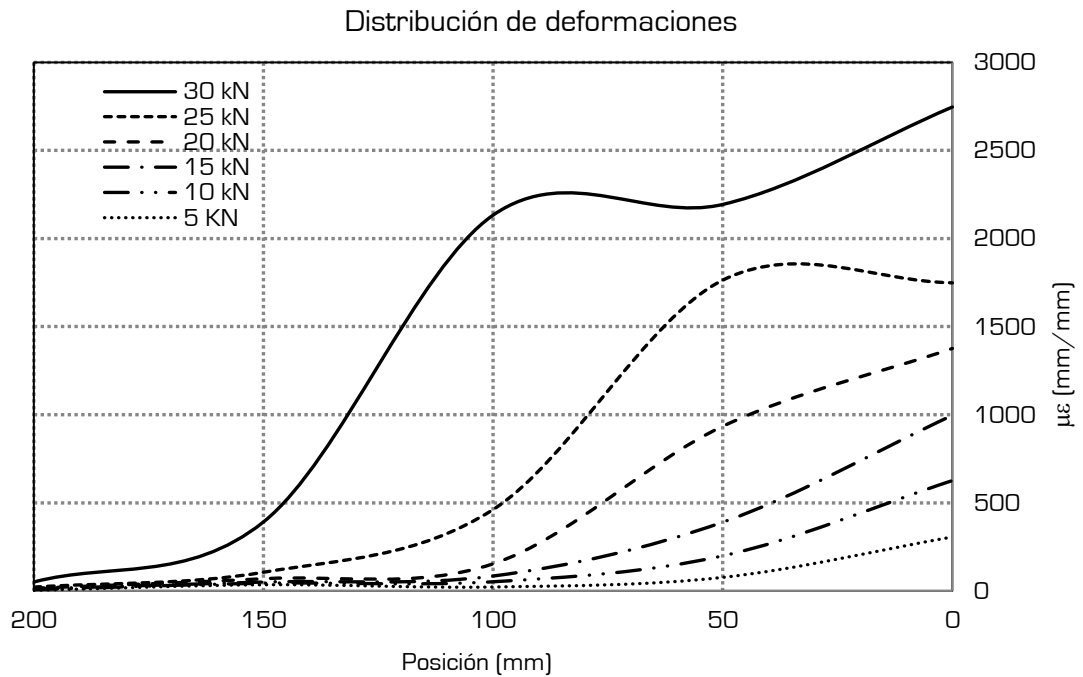


Figura 3.17 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, ensayo CS01

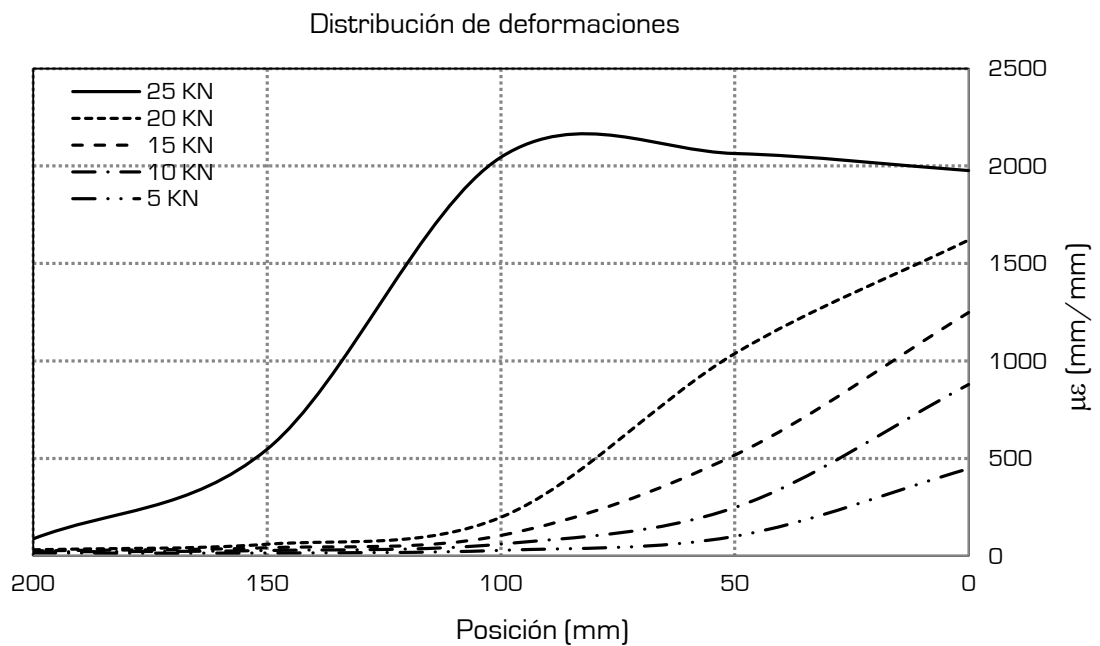


Figura 3.18 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, ensayo CS02

El ensayo CS03 se realizó con control de desplazamiento, permitiendo de esta manera obtener el comportamiento previo a la falla, tal como se muestra en la figura 3.19, y el comportamiento pos-falla, mostrado en la figura 3.20.

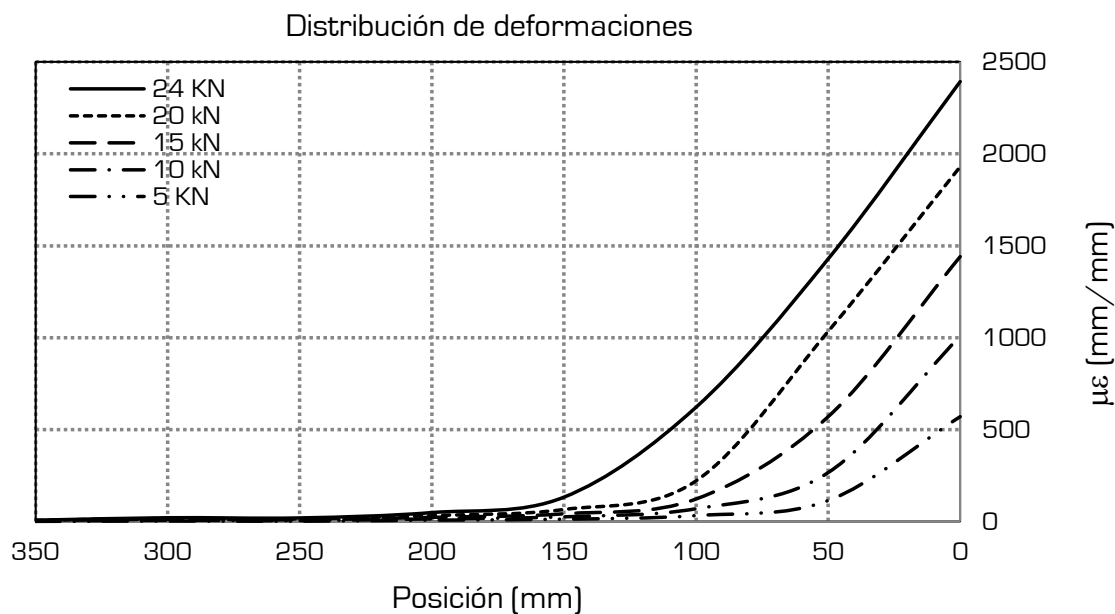


Figura 3.19 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, pre-falla, ensayo CS03

Debido al control por desplazamiento, podemos observar a detalle como después de alcanzarse la carga portante máxima ésta desciende hasta un 80% mientras el patrón de comportamiento de las deformaciones se desplaza a partir del extremo libre hacia dentro de la zona adherida, disminuyendo gradualmente la carga portante.

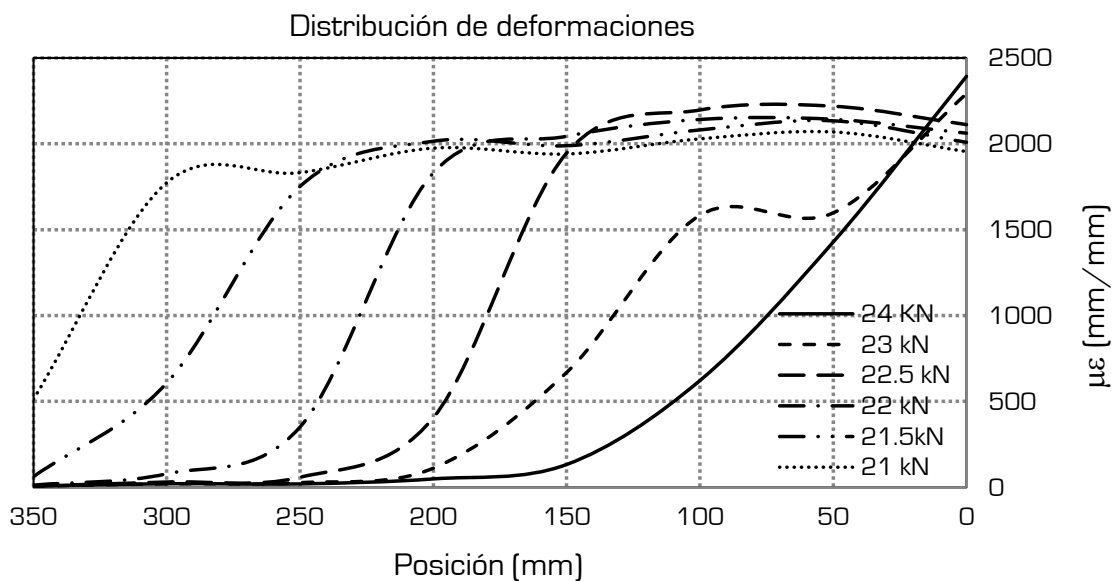


Figura 3.20 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, pos-falla, ensayo CS03

El desplazamiento del patrón de comportamiento no implica que el enlace pueda seguir resistiendo carga indefinidamente si la longitud de adherencia fuese infinita, ya que este comportamiento depende del control del desplazamiento y la carga portante no se incrementa conforme ocurre el deslizamiento, al contrario, decae.

En las siguientes figuras se muestra el comportamiento del ensayo CS04; en la figura 3.21 se observa el comportamiento para incrementos de carga de 5 kN, desde 0 hasta los 25 kN. En la figura 3.22 se muestra el detalle de incremento de 25 kN a 32 kN de 1 en 1 kN, incrementándose siempre la carga resistente junto con las deformaciones.

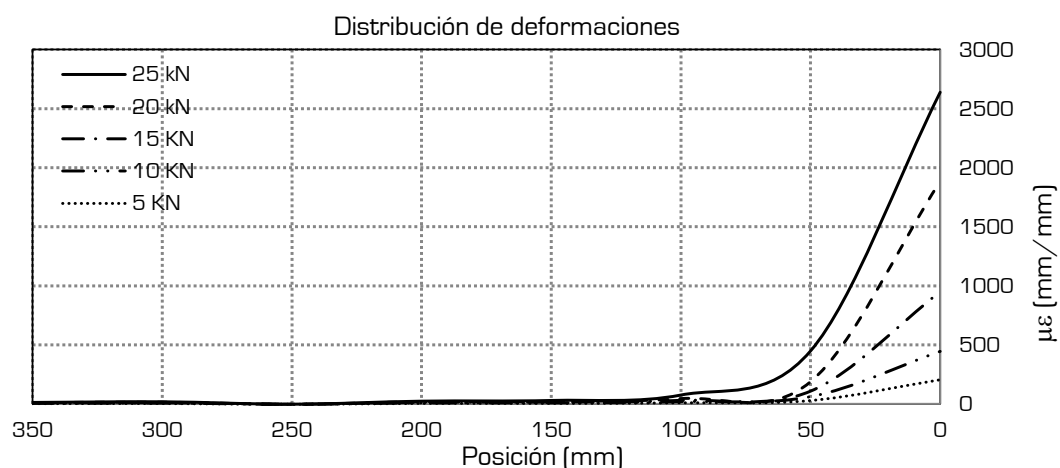


Figura 3.21 Comportamiento de las deformaciones sobre la longitud adherida, pre-falla, ensayo CS04

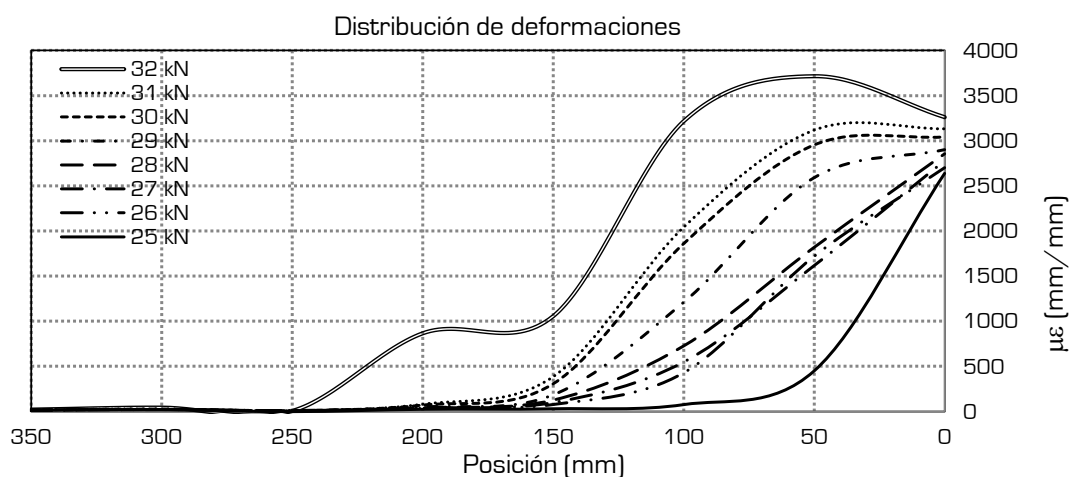


Figura 3.22 Detalle 01, pre-falla, ensayo CS04

La figura 3.23 se detalla el comportamiento en el instante de la falla, iniciando en 32 kN y una deformación correspondiente de 3715 $\mu\epsilon$ en la segunda galga (50 mm), y mientras se incrementa la deformación hasta llegar a 5230 $\mu\epsilon$ la carga decrece a los 30.5 kN para posteriormente recuperarse a los 31 kN con una deformación de 5083 $\mu\epsilon$ en la misma galga. De inmediato la deformación vuelve a crecer a los 5117 $\mu\epsilon$ y la carga alcanza de nueva cuenta el valor de 32 kN. Este fenómeno se repite una vez más y la carga cae a los

31.5 kN con una deformación correspondiente de 5124 $\mu\epsilon$, y previo a la falla, la carga alcanza los 32 kN para una deformación de 5071 $\mu\epsilon$ para finalmente fallar a una carga máxima de 33kN y la correspondiente deformación de 5127 $\mu\epsilon$.

Este comportamiento se debe a la redistribución de las tensiones al interior del bloque de hormigón propiciado por la aparición de fisuras provocando la discontinuidad del sólido en la zona de inicio de la junta y extendiéndose estas hacia el interior de la zona adherida.

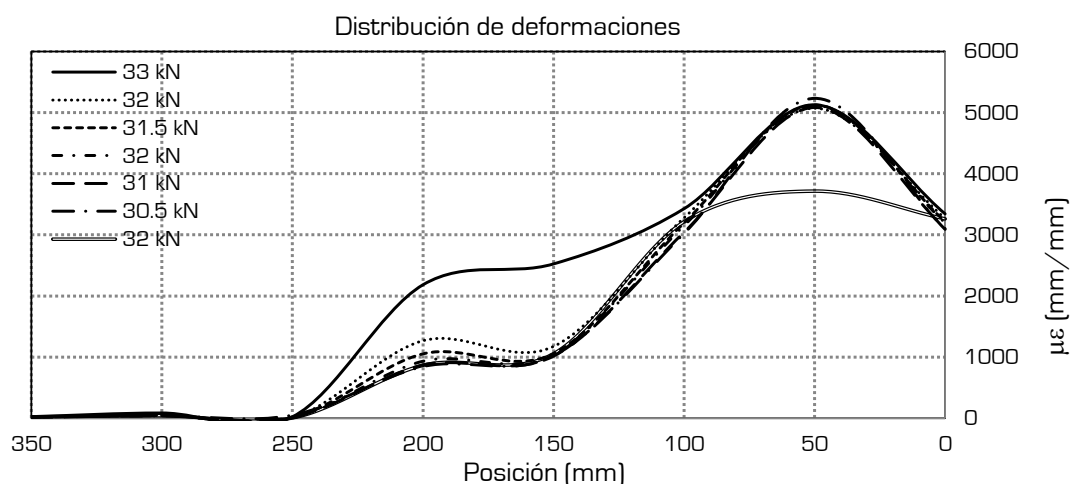


Figura 3.23 Detalle O2, pre-falla, ensayo CS04

El último ensayo, CS05, se realiza en la modalidad de cortante por flexión adhiriendo 360 mm de laminado al igual que en los ensayos CS03 y CS04. En este caso la carga última que alcanza el espécimen fue 29.85 kN con una deformación en la segunda galga (posición 50 mm) de 3073 $\mu\epsilon$.

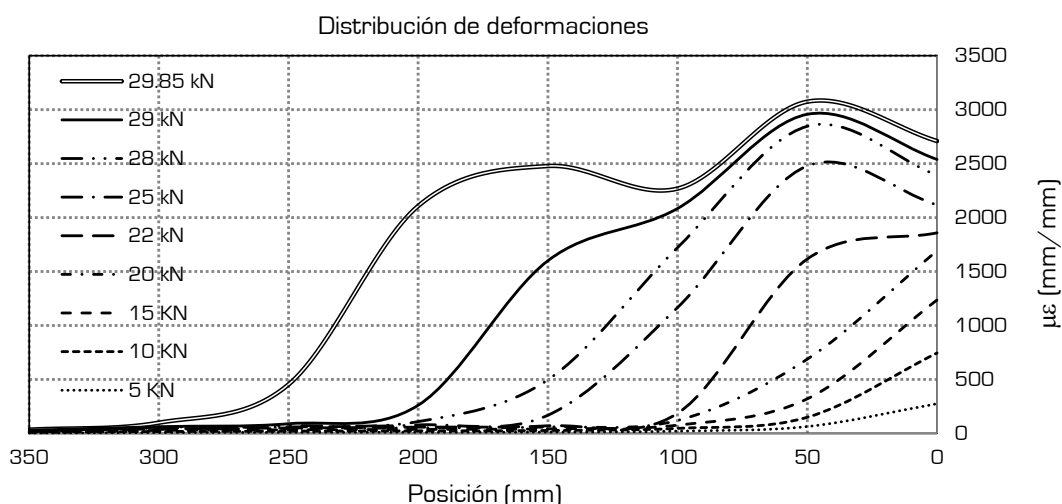


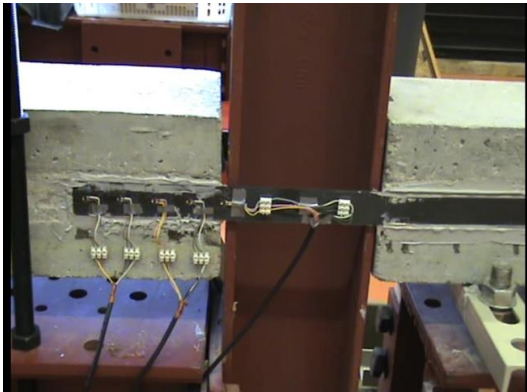
Figura 3.24 Detalle O2, pre-falla, ensayo CS05

En todos los casos anteriores puede observarse que, instantes antes de la falla, la última galga que registra mediciones diferentes de cero es la que ocupa la posición 200 mm hacia el interior y observando todas las gráficas puede determinarse que la distancia efectiva de pegado es de aproximadamente 210 mm.

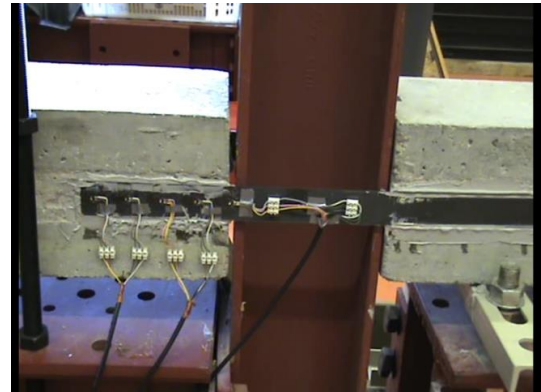
3.6 Modos de falla

El modo de fallo en los ensayos de tirar – tirar fue similar en todos, la falla inicia al fisurarse el hormigón de la zona de adherencia y se forman grietas inclinadas aproximadamente a un ángulo de 45° con la horizontal y las fisuras se inician a partir del extremo libre y se adentran en la longitud adherida hasta que desaparecen en la zona cercana al final del extremo opuesto del laminado.

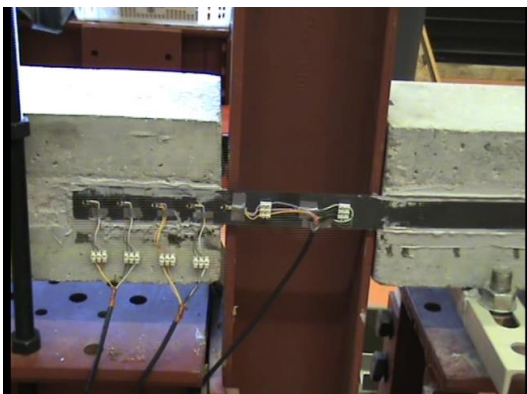
En los siguientes fotogramas se muestra la secuencia de falla del hormigón al alcanzar la carga máxima portante para el ensayo CS01.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

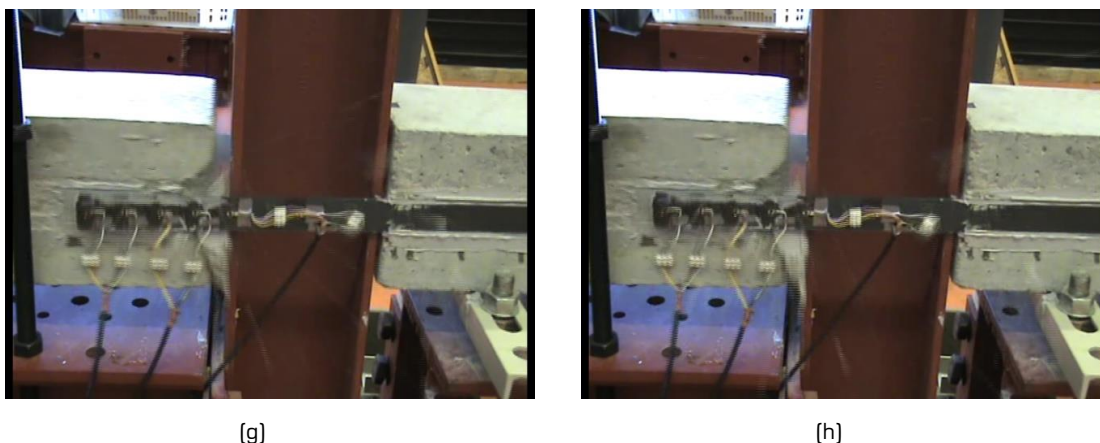
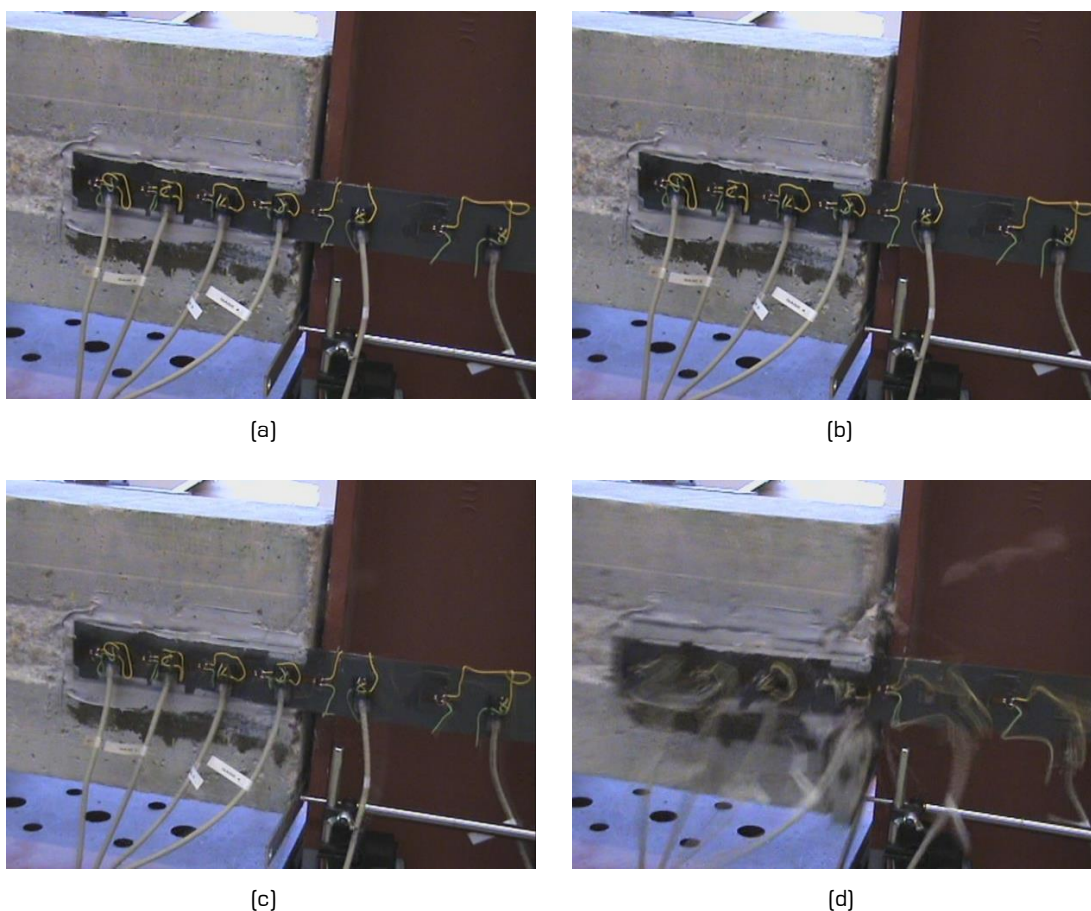


Figura 3.25 Secuencia de fallo del espécimen CS01

Los 8 fotogramas mostrados acontecen en aproximadamente 0.4 seg entre la (a) y la (h) y la falla ocurre entre los fotogramas (c) y (d) esto es, aproximadamente 0.04 segundos. La falla que se presenta es frágil y genera un cono de bases rectangulares iniciando en el extremo con dimensiones aproximadas de 150 mm y reduciéndose a 50 mm con una distancia entre ambos de 50 mm, tal como se muestra en las figuras 3.25 h y 3.26 h.

Para ilustrar el tipo de fallo se extraen 8 fotogramas de cada uno de los videos de los ensayos; a continuación se muestran los 8 fotogramas correspondientes al ensayo CS02.



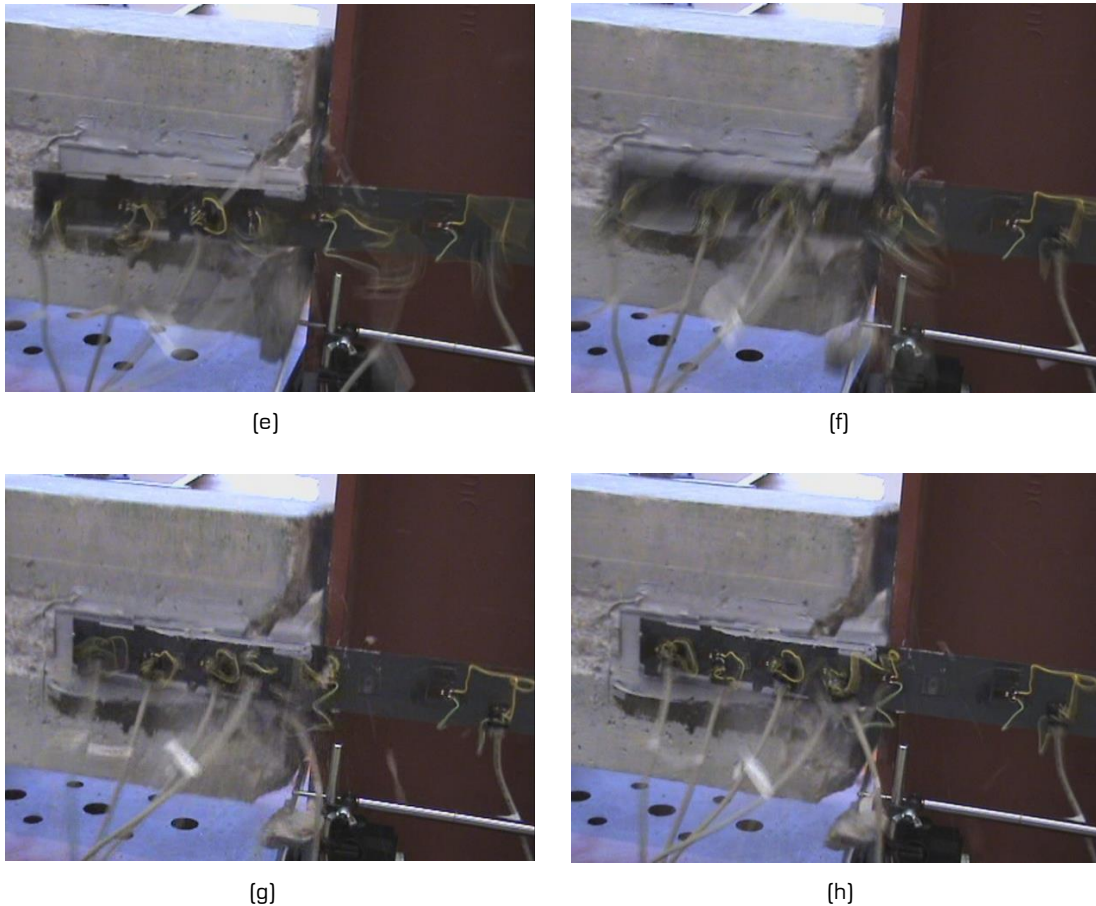


Figura 3.26 Secuencia de fallo del espécimen CS02

De las gráficas mostradas en este capítulo se puede observar que las fisuras repiten el mismo patrón, se forman aproximadamente a 45° e inician a 50 mm a partir de la zona libre del laminado y se adentran repitiéndose a cada 50 mm aproximadamente y disminuyendo de tamaño al mismo tiempo debido a la redistribución de tensiones al interior del bloque de hormigón y a la configuración básica de las tensiones cortantes transmitidas al hormigón.

En la figura 3.27 pueden observarse los detalles del tipo de falla en el hormigón, corroborando el ángulo medio generado, la distancia entre grietas y el tipo de desprendimiento del hormigón por cortante rasante en la zona de la longitud efectiva: esto es, en los primeros 210 mm adheridos.



Figura 3.27 Forma de la falla en el hormigón CS01



Figura 3.28 Forma de la falla en el hormigón CS02

La forma de las grietas se repite degradando la intensidad conforme se aleja del extremo libre, en la figura 3.28 se puede apreciar el patrón de agrietamiento, ya registrado en diversos ensayos, Chajes et al. (1996), De Lorezis et al. (2001) y otros.

Capítulo 4

Análisis de modelos de adherencia entre FRP y hormigón

4.1 Introducción

En el capítulo 2 se definieron los diversos modelos de resistencia de unión laminado – hormigón que están reportados en la bibliografía en la actualidad, de los cuales se analizarán aquellos que presentan características similares y han sido repetidos en mayor número de publicaciones posteriores a su presentación.

El análisis se realiza considerando también los resultados de los ensayos presentados en el capítulo 3, sin la intención de tomarlos como valores medios estadísticos, ya que el número de ensayos realizados no permite un análisis de tal tipo, recordando que esta clase de análisis estadísticos ya han sido realizados por diversos autores a lo largo de los últimos años; lo que se comparará será el tipo de falla y el comportamiento de la unión adherida.

4.2 Análisis de los modelos existentes basados en energía de fractura (Gf)

De los modelos descritos en el capítulo 2, se analizaron aquellos que coinciden en el enfoque y que presentan ecuaciones similares con coeficientes ajustados ya sea a través de ensayos experimentales o análisis numérico. El primer factor a tener en cuenta en el análisis de los modelos es la variable longitud de adherencia; los modelos de Holzenkämpfer [1994], Neubauer

y Rostásy [1997], Monti et al [2003], Teng et al [2003], Karbhari et al [2006] y Chen y Teng [2001] presentan formas similares de calcular dicha longitud efectiva.

Tabla 4.1 Modelos similares para determinar la longitud efectiva

| Modelo | Longitud efectiva, L_e |
|---------------------------|---|
| Holzenkämpfer [1994] | $L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{4f_{ctm}}}$ |
| Neubauer y Rostásy [1997] | $L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{2f_{ctm}}}$ |
| Chen y Teng [2001] | $L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f'_c}}} *$ |
| Monti et al [2003] | $L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{4\tau_{\max}}}$ |
| Teng et al [2003] | $L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f'_c}}} *$ |
| Karbhari et al [2006] | $L_e = \frac{P_{\max}}{b_p \tau_{\max} / 2} = \frac{2b_p \sqrt{2G_f E_p t_p}}{b_p \tau_{\max}} \approx \frac{0.6485 \sqrt{E_p t_p}}{f_c^{0.095}}$ |

Ya ha sido demostrado que cualquier longitud de adherencia por debajo del valor de la longitud efectiva, no permite desarrollar la fuerza portante máxima del conjunto laminado-interfaz-hormigón; de igual manera, si se adhiere una longitud mayor a la efectiva no se consigue incrementar la fuerza portante. Básicamente, una vez que se ha concluido que la longitud de adherencia del laminado debe ser al menos igual a la longitud efectiva de adherencia, los modelos presentan ecuaciones para determinar la carga máxima portante, el cortante medio máximo y la correspondientes energía de fractura, en función de las propiedades mecánicas del hormigón, principalmente; de las propiedades mecánicas del adhesivo, de las propiedades mecánicas del laminado, así como de la relación de anchos entre laminado y hormigón.

4.2.1 Modelo en el cual la energía de fractura (G_f) depende del hormigón

Como ya se mencionó, los modelos presentados en el capítulo 2 abordan la resolución del problema de adherencia en la unión laminado – hormigón desde perspectivas diferentes, una forma de enfocarlo es a través del concepto de mecánica de fractura elástica lineal, dentro de

éste grupo están los modelos que son función únicamente de la capacidad a compresión del hormigón, de éstos, los más representativos y simples son:

4.2.1.1 Modelo de Neubauer y Rostásy [1997]

En el año 1997, a partir de ensayos realizados en formato doble cortante, publicaron el modelo plasmado en las ecuaciones 2.7 [a-j], que al desarrollarlas, se obtiene:

$$G_f = 0.2856 \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{2/3} \quad [4.1a]$$

$$\tau_{\max} = 2.52 \sqrt{1.125 \frac{2 - b_p/b_c}{1 + b_p/400} \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{2/3}} \quad [4.1b]$$

$$P_{\max} = 0.75726 b_p \sqrt{1.125 \left(\frac{2 - b_p/b_c}{1 + b_p/400} \right) E_p t_p \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{1/3}} \quad [4.1c]$$

4.2.1.2 Karbhari et al. [2006].

En el 2006 se publicó este modelo como una extensión del modelo original de Nakaba et al [2001]; en donde, si desarrollamos las ecuaciones 2.20 [a-e], tenemos:

$$G_f = 0.644 f_c'^{0.19} \quad [4.2a]$$

$$\tau_{\max} = 3.5 f_c'^{0.19} \text{ (ec. 2.20b)} \quad [4.2b]$$

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2 G_f E_p t_p} \quad [4.2c]$$

4.2.2 Modelos en donde Gf depende del f'c y de la relación de anchos bp/bc

El siguiente grupo considera a la energía de fractura como una función de la capacidad a compresión del hormigón y de la relación de anchos, $\frac{b_p}{b_c}$

Así, empleando los modelos más representativos de éste grupo, se obtienen los siguientes valores de la energía de fractura:

4.2.2.1 Modelo de Holzenkämpfer [1994]

Es un modelo dependiente de la resistencia a la compresión del hormigón, f'_c , y del ratio entre anchos laminado/hormigón. Adaptando las ecuaciones 2.4 [a-e], tenemos:

$$G_f = 0.0952 \left(1.125 \frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{400}} \right) \sqrt{f'_c} \quad [4.3a]$$

$$P_{\max} = 0.43635 b_p \sqrt{E_p t_p \left(1.125 \frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{400}} \right) \sqrt{f'_c}} \quad [4.3b]$$

4.2.2.2 Modelo de Monti et al. [2003]

Desarrollando las ecuaciones 2.11 [a-h], y como no especifica como calcular el f_t , se adopta el valor propuesto por el ACI, y se obtiene:

$$G_f = 0.16632 \left(\frac{1.5 \left(2 - \frac{b_p}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_p}{100}} \right) \sqrt{f'_c} \quad [4.4a]$$

$$\tau_{\max} = 1.008 \sqrt{\frac{1.5 \left(2 - \frac{b_p}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_p}{100}} f'_c} \quad [4.4b]$$

$$P_{\max} = 0.5797 b_p \sqrt{E_p t_p \left(\frac{1.5 \left(2 - \frac{b_p}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_p}{100}} f'_c \right)} \quad [4.4c]$$

4.2.2.3 Modelo de X.Z. Lu [2005]

$$G_f = 0.2305 \left(\frac{2.25 - \frac{b_p}{b_c}}{1.25 + \frac{b_p}{b_c}} \right) \sqrt{f'_c} \quad [4.5a]$$

$$\tau_{\max} = 0.84 \sqrt{\frac{2.25 - \frac{b_p}{b_c}}{1.25 + \frac{b_p}{b_c}}} f_c \quad (4.5b)$$

$$P_{\max} = 0.679 b_p \sqrt{E_p t_p \frac{2.25 - \frac{b_p}{b_c}}{1.25 + \frac{b_p}{b_c}}} \sqrt{f_c} \quad (4.5c)$$

4.2.3 Modelo en donde la energía de fractura [Gf] depende del hormigón, del laminado y del adhesivo.

Son modelos en los que la energía de fractura es función de las características mecánicas del hormigón, de las características mecánicas y del espesor del adhesivo, y también, de las características mecánicas y del espesor del laminado.

4.2.3.1 Modelo de Ueda et al. [2003]

Este modelo considera la capacidad a compresión del hormigón, el módulo de cortante del adhesivo, su espesor, así como el módulo de Young y el espesor del laminado.

$$G_f = 0.446 \left(\frac{G_a}{t_a} \right)^{-0.352} f_c'^{0.236} (E_p t_p)^{0.023} \quad (4.6a)$$

$$\tau_{\max} = 0.5 \left[6.846 \left(\frac{G_a}{t_a} \right)^{0.833} (E_p t_p)^{0.108} \right] G_f \quad (4.6b)$$

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2 E_p t_p G_f} \quad (4.6c)$$

4.2.4 Modelos en donde [Gf] depende del hormigón y del adhesivo

La energía de fractura depende exclusivamente de la resistencia a compresión del hormigón y del módulo cortante del adhesivo.

4.2.4.1 Modelo de Yasmeen et. al. [2013]

Presentaron un modelo basado exclusivamente en las propiedades de los materiales que se encuentran en la interface adhesivo – hormigón. A través de una regresión numérica de los datos obtenidos con diversas simulaciones 3D, calibraron los coeficientes de las tres relaciones básicas:

$$G_f = 0.44723 f_c'^{0.13} G_a^{-0.23} \quad (4.7a)$$

$$\tau_{\max} = 0.802 f_c'^{0.5165} G_a^{0.165} \quad (4.7b)$$

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2 E_p t_p G_f} \quad (4.7c)$$

4.2.5 Comparación de modelos por bloques de características semejantes

Para los modelos anteriores también es posible vincular la ecuación que define el valor de la energía de fractura con la curva esfuerzo cortante – deslizamiento, de la cual, la energía de fractura interfacial está representada como el área bajo la curva.

En la figura 4.1 se muestra la comparación entre los modelos de bond – slip en los que el área bajo la curva, G_f , depende de las características del hormigón.

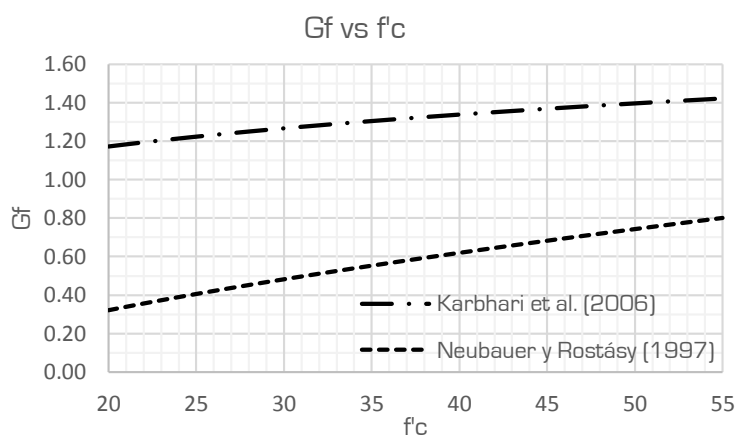
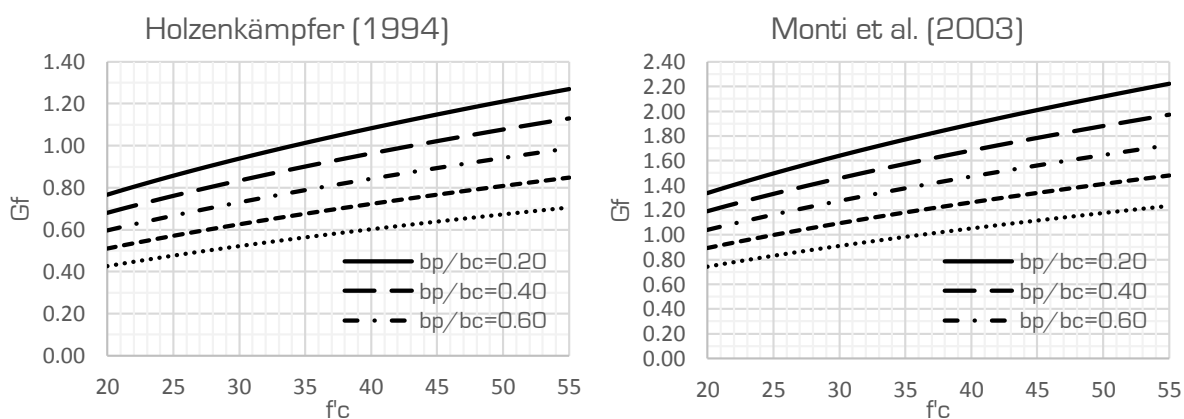
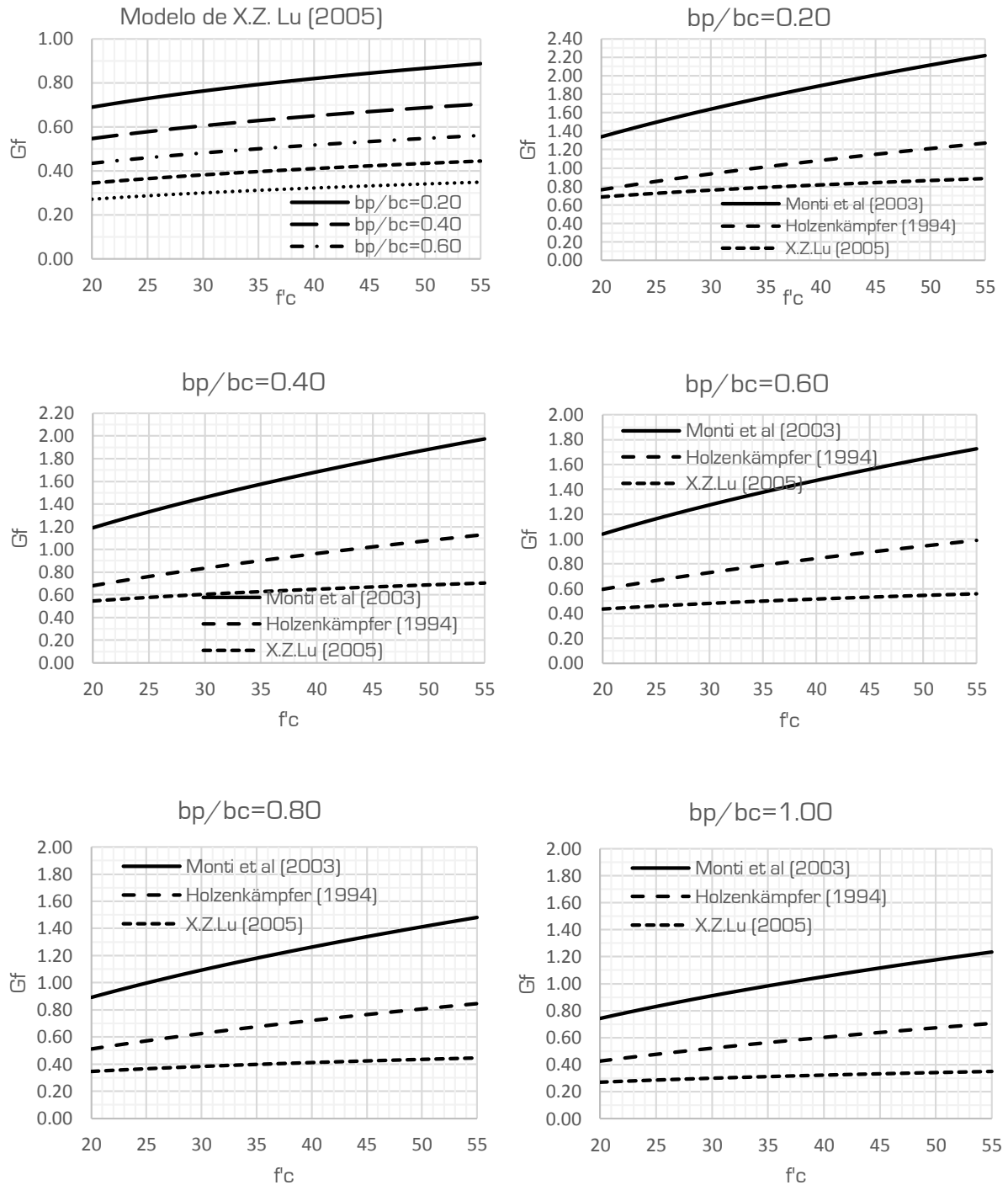


Figura 4.1 Modelos de G_f dependientes del f'_c

Se presenta en la figura 4.2 la comparación de los Modelos en donde G_f depende del f'_c ; mostrando la variación de la energía de fractura con respecto a la resistencia a la compresión del hormigón, para distintas relaciones b_p/b_c .




 Fig 4.2 Comparación de los Modelos con G_f dependiente de f_c

También es posible visualizar la comparación anterior en gráficos de 3D, En las figuras 4.3, que corresponden a los modelos de Holzenkämpfer (1994), Monti et al. (2003) y X.Z. Lu (2005).

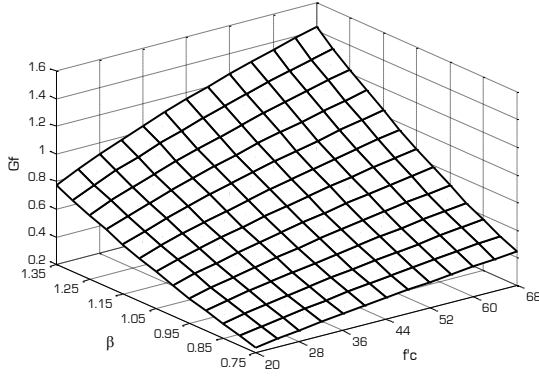


Figura 4.3a Curva $G_f - f_c - \beta$, Holzenkämpfer [1994].

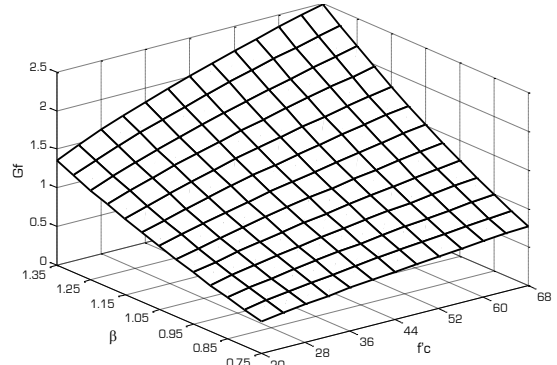


Figura 4.3b Curva $G_f - f_c - \beta$, Monti et al. (2003)

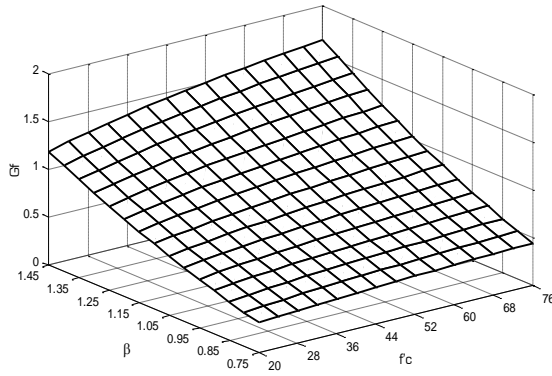


Figura 4.3c Curva $G_f - f_c - \beta$, X.Z. Lu (2005)

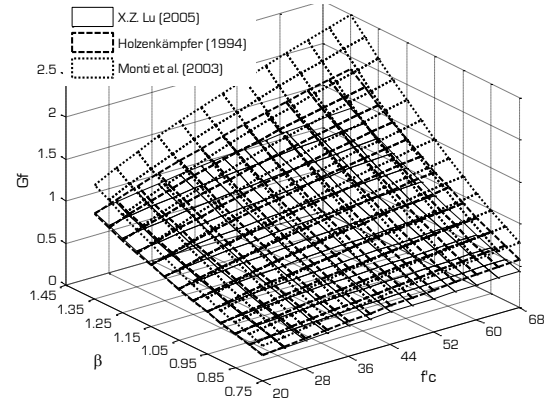


Figura 4.3d Comparativa de modelos ($G_f - f_c - \beta$)

Los modelos de Holzenkämpfer [1994] y X.Z. Lu [2005] tienen la misma ecuación para definir la carga máxima portante cuando la longitud adherida es superior a la longitud efectiva, definida por:

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2E_p t_p G_f} \quad (4.8)$$

Recordando que las ecuaciones para G_f están definidas por las ecuaciones (4.3b) y (4.5c).

Empleando la ecuación (4.8) se grafica el comportamiento de la carga máxima portante.

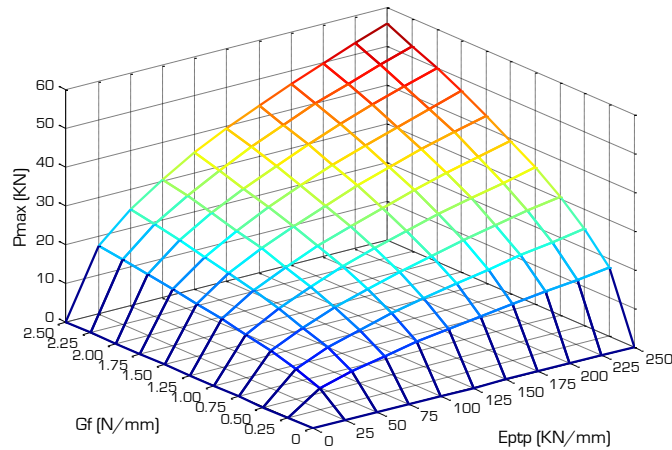


Figura 4.4 Comportamiento $P_{\max} - G_f - E_{tp}$. Modelos de Holzenkämpfer [1994] y X.Z. Lu [2005]

En el capítulo 2, en la tabla 2.1 se muestran los resultados experimentales de 118 ensayos realizados por Tan, Zhao et al., Takeo et al., Ren, Ueda et al, Wu et al. Con los valores reportados se redibuja la figura anterior para comparar el ajuste de los modelos usados con los datos experimentales.

En la figura 4.5a se muestra el comportamiento general de los datos y en la figura 4.5b se muestra un acercamiento a la zona de mayor incidencia de datos reportados.

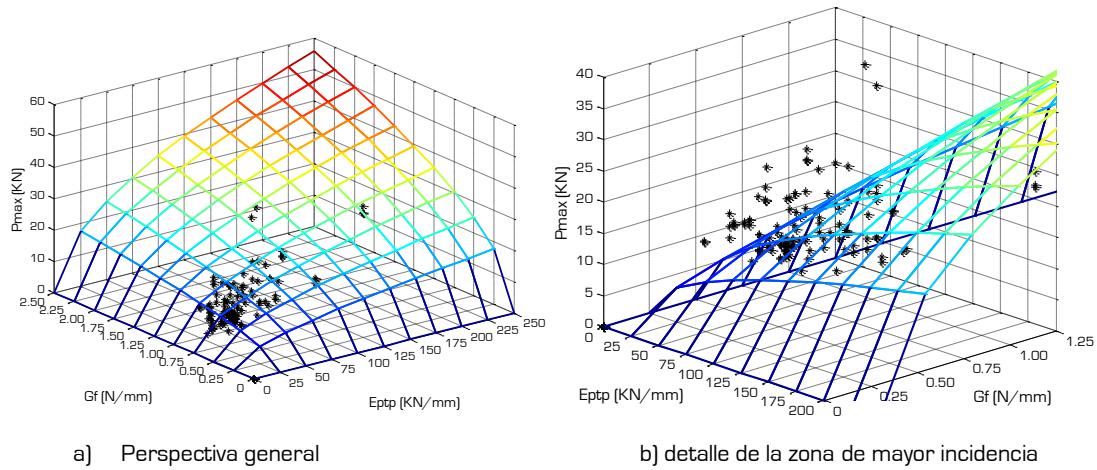


Figura 4.5 Comportamiento de los Modelos de la Figura 4.4 con los datos experimentales de la tabla 2.1

Para el modelo de Karbhari et al. (2006), las gráficas que representan el comportamiento de la tensión cortante-deslizamiento y energía de fractura interfacial - resistencia a la compresión del hormigón están representadas en las figuras 4.6.

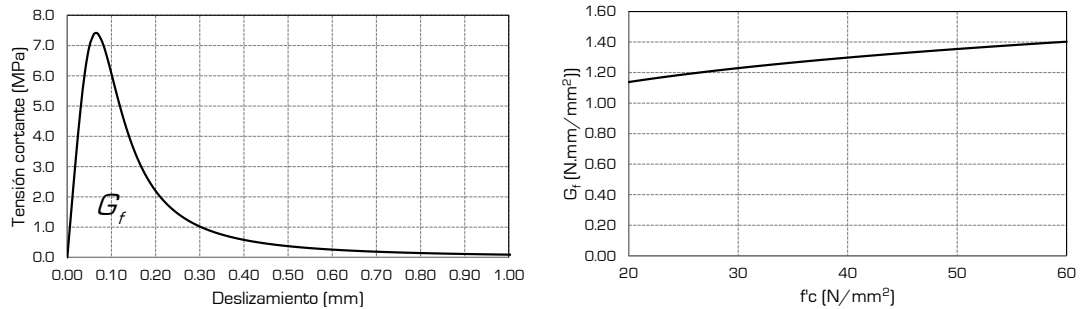


Figura 4.6a Curva cortante – deslizamiento Karbhari et al. (2006). Figura 4.6b Comportamiento $G_f - f'_c$

Para el modelo de Yasmeen et al (2013); las características del material empleado como adhesivo en los ensayos mostrados en el capítulo anterior, son las siguientes:

$$E_a = 7940 \text{ MPa} \quad \nu_a = 0.38 \quad t_a = 1.5 \text{ mm}$$

$$G_a = \frac{E_a}{2(1+\nu)} \quad G_a = 2738 \text{ MPa}$$

En las siguientes figuras se muestra la variación que presenta el cortante máximo así como la energía de fractura con respecto al f'_c del hormigón; dejando fijos los valores de las características mecánicas del adhesivo.

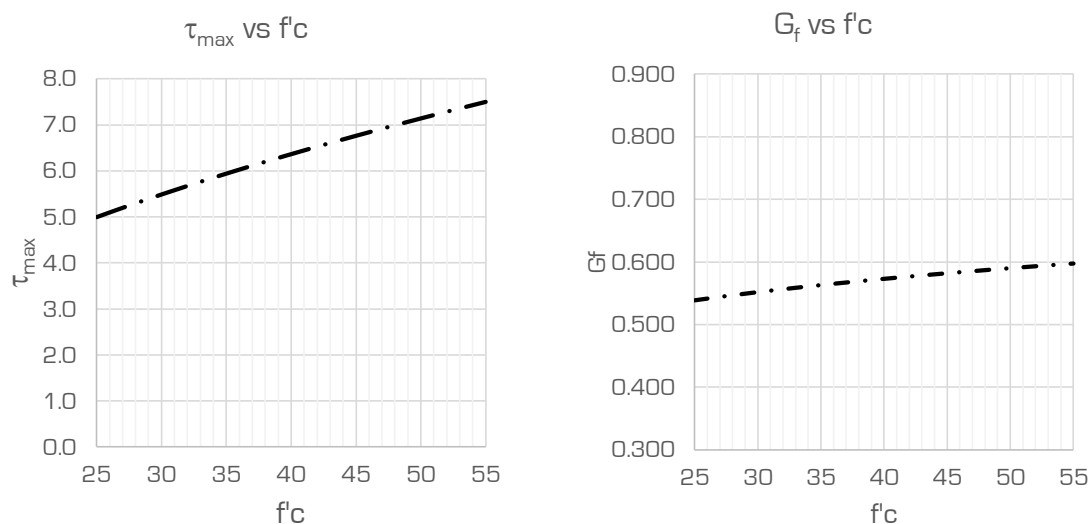


Figura 4.7 Comportamiento de los Modelos representados en las ecuaciones 4.8 y 4.9 en función de f'_c

Nótese que el cortante máximo tiene una variación importante dentro del rango de los hormigones comúnmente usados en las estructuras civiles, variando entre 5.0 y 7.5 MPa, una variación del 33 por cien.

Los valores para la energía de fractura presentan una variación menor, estando los valores comprendidos entre 0.54 – 0.60 N/mm² por mm; alrededor de un 10 por cien para el mismo rango de hormigones comúnmente empleados.

De igual manera se plasma el comportamiento del modelo presentado en función de la variación del G_a ; haciendo mención que la variación de este valor en los adhesivos comúnmente empleados abarca el rango de $[2.50 - 3.70] GPa$. En las siguientes figuras se muestra dicho comportamiento.

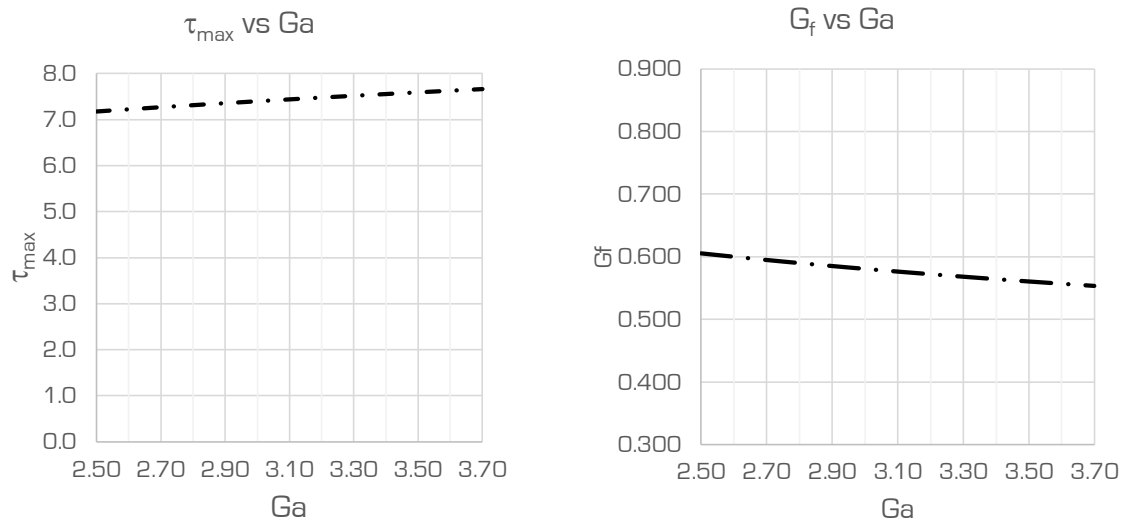


Figura 4.8 Comportamiento de los Modelos representados en las ecuaciones 4.8 y 4.9 en función de G_a

Puede observarse que una vez fijado el tipo de hormigón y dejando variable el adhesivo, las características mecánicas de éste poco influyen en la determinación del cortante máximo, variando éste último entre 7.18 – 7.66 MPa, una variación del 6 por cien.

De igual manera, el tipo de adhesivo incide poco en la determinación de la energía de fractura, variando ésta de 0.605 – 0.553, una variación del 5.6 por cien.

Para el hormigón empleado en el presente trabajo, el modelo anterior toma la siguiente forma:

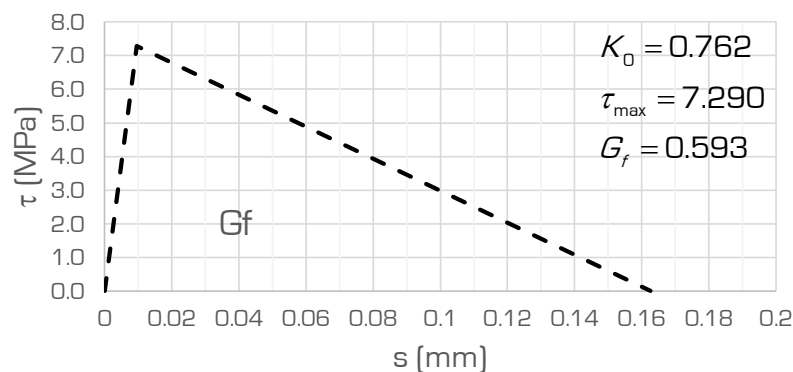


Figura 4.9 Gráfica Bond – slip del modelo bilineal

En resumen, existen modelos para la energía de fractura que son función exclusiva de las propiedades mecánicas del hormigón [Karbhari et al 2006]; otros que son función de las propiedades mecánicas del hormigón y de la relación entre ancho del laminado/ancho del elemento de hormigón; otros que son función de las propiedades mecánicas del hormigón, de las propiedades mecánicas del laminado y de las propiedades mecánicas del adhesivo y finalmente los modelos que son función de las propiedades mecánicas del hormigón y de las propiedades mecánicas del adhesivo.

4.3 Perfiles de tensión cortante a lo largo del laminado

Las medidas de deformación a lo largo del laminado adherido obtenidas a diferentes niveles de carga durante la realización de los ensayos, son usadas para calcular las tensiones cortantes.

A partir de la gráfica de distribución de deformaciones a lo largo del laminado se realiza un corte entre dos galgas subsecuentes para obtener el esquema mostrado en la figura 4.10 a). En la misma zona se extrae el esquema de carga mostrado en la figura 4.10 b).

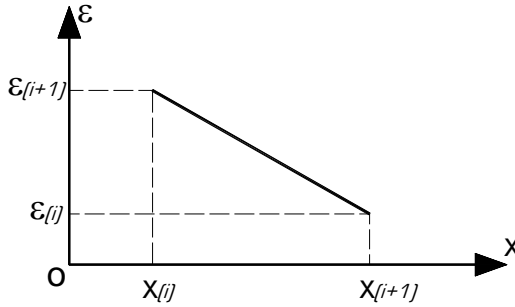


Figura 4.10 (a) perfil de deformación

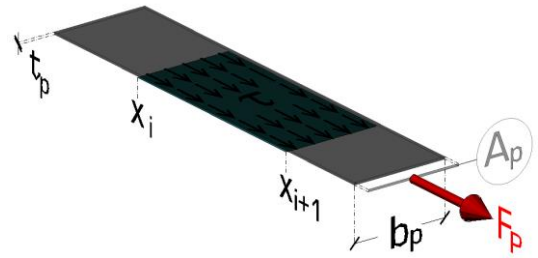


Figura 4.10 (b) Esquema de carga

Basado en las figuras 4.10 se realiza el equilibrio de fuerzas y se obtiene que la fuerza soportada por el laminado debe transmitirse al hormigón a través de la longitud adherida; de manera tal que, la fuerza soportada por el laminado es $F_p = \sigma_p A_p$, donde $\sigma_p = \hat{\varepsilon}_p E_p$, y $\hat{\varepsilon}_p = (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)$. Y la fuerza cortante rasante que se transmite a la superficie del hormigón es

$$F_c = \hat{\tau}_{(i+\frac{1}{2})} b_p (x_{i+1} - x_i)$$

Por lo tanto, la tensión cortante promedio entre galgas $\{\hat{\tau}_{(i+\frac{1}{2})}\}$ es:

$$\hat{\tau}_{(i+\frac{1}{2})} = \frac{E_p A_p (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)}{b_p (x_{i+1} - x_i)} \quad [4.9]$$

o

$$\hat{\tau}_{(i+\frac{1}{2})} = E_p t_p \frac{(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)}{(x_{i+1} - x_i)} \quad [4.10]$$

A partir de las ecuaciones 4.9 o 4.10 es posible trazar las curvas correspondientes para los ensayos de doble cortante por tracción desarrollados en el capítulo 3.

Para los ensayos CS01 y CS02 se presenta un perfil de tensión cortante para cada nivel de carga hasta el momento de la falla, no se obtiene mayor detalle al ser ensayos controlados por carga, ver las figuras 4.11 y 4.12. Los ensayos CS03 y CS04 fueron desarrollados por control de desplazamiento, de esta manera fue posible obtener los perfiles de tensión cortante para

varios niveles de carga previo, durante y posterior a la falla, tal como se muestra en las figuras 4.13 a la 4.14

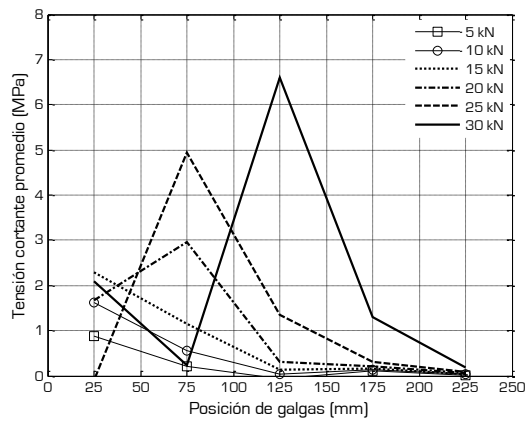


Figura 4.11 Perfil de tensión cortante, CS01

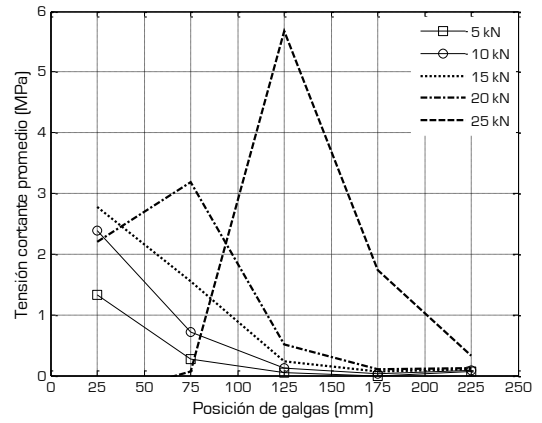
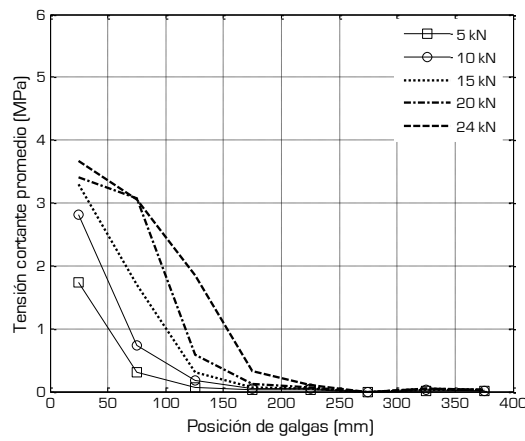
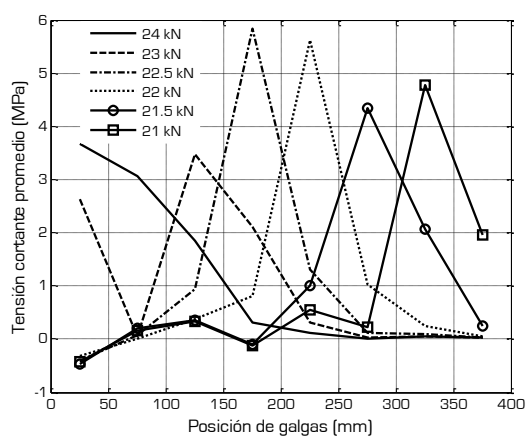


Figura 4.12 Perfil de tensión cortante, CS02

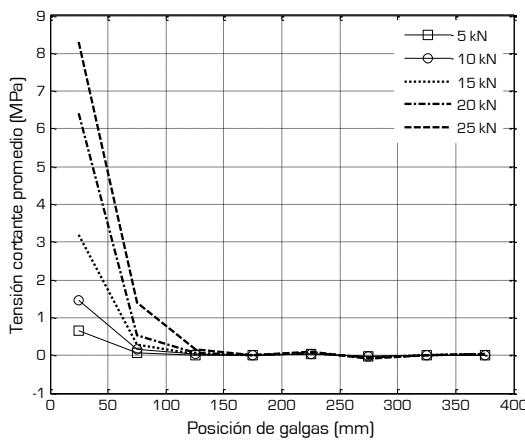


a) Perfil de tensión cortante (pre-falla)

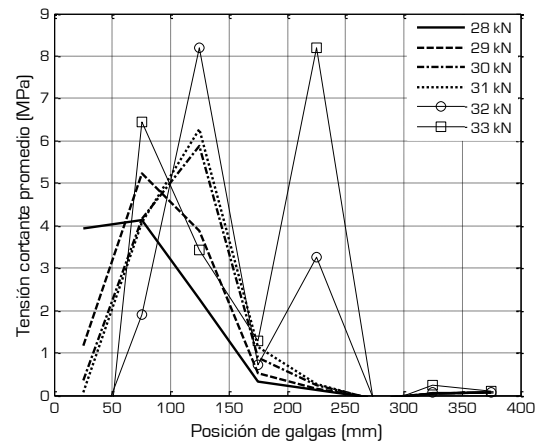


b) Perfil de tensión cortante (post-falla)

Figura 4.13 Perfil de tensión cortante, CS03



a) Perfil de tensión cortante (pre-falla)



b) Perfil de tensión cortante (durante la falla)

Figura 4.14 Perfil de tensión cortante, CS04

Al emplearse los modelos del capítulo 2 para determinar los valores de la tensión cortante en el momento de la falla, estos se muestran consistentes con los resultados obtenidos de los ensayos; usando el modelo de Karbhari et al. (2006) correspondiente a la ecuación 2.20 b, $\tau_{\max}=7.40\text{MPa}$ y con el modelo de X.Z. Lu (2005), representado en la figura 2.24 b, $\tau_{\max}=7.10\text{MPa}$. en general, los modelos basados en la mecánica de fractura se ajustan de mejor manera a los datos obtenidos en ensayos de laboratorio; el principal problema radica en el modo de obtener el valor de la energía de fractura debajo de la curva bond - slip, algunos modelos manejan relaciones complejas que son poco útiles en la práctica, ya que hacen necesario realizar ensayos para determinar los coeficientes de ajustes, y son los modelos de diseño práctico los que han dado relaciones más básicas para obtener este valor al dejar las ecuaciones en función tanto de la resistencia característica a la compresión del hormigón como de la relación geométrica entre anchos laminado - pieza de hormigón y a coeficientes simples de obtener.

Después de analizar los modelos anteriores se observa que la influencia de las propiedades mecánicas del adhesivo es del orden del 5%; una influencia que puede despreciarse sobre todo dado el hecho que todos los adhesivos comerciales comúnmente empleados en el refuerzo de estructuras con laminados FRP tienden a similares características mecánicas y siempre sobrepasa su resistencia a la del hormigón; por lo tanto el principal factor es la capacidad portante del hormigón, determinada por el cortante medio máximo.

Dadas las características de los modelos anteriores y en función de la base de datos de los ensayos encontrados en las referencias señaladas en el capítulo 2, y considerando los ensayos realizados en el presente trabajo, se propone un modelo práctico sencillo en función de las propiedades mecánicas del hormigón , en este caso de la capacidad a la compresión f'_c .

Adaptando el modelo de Yasmeeen et. al (2013), proponiendo $K_0 = 0.800$; la energía de fractura, en función de la resistencia a compresión del hormigón, resulta en:

$$G_f = 0.344f_c'^{0.130} \quad (4.11)$$

Y el cortante medio máximo deriva en:

$$\tau_{\max} = 1.025\sqrt{f'_c} \quad (4.12)$$

Finalmente se obtiene la carga máxima portante:

$$P_{\max} = b_p \sqrt{2.2E_p t_p G_f} \quad (4.13)$$

Para los ensayos realizados (CS02 y CS03), las ecuaciones anteriores toman los valores siguientes:

$$G_f = 0.575 \text{ MPa.mm} \quad \tau_{\max} = 7.391 \text{ MPa} \quad P_{\max} = 25023 \text{ N}$$

Si observamos las figuras 3.13 y 3.14, obtenemos los valores de carga máxima igual a 25 KN y 24 KN respectivamente; y de la figuras 4.11 y 4.12 los valores de cortantes medios máximos experimentales $\tau_{\max}=5.9$ y $\tau_{\max}=6.0$ respectivamente.

Para los ensayos realizados (CS01 y CS04), las ecuaciones 4.11, 4.12 y 4.13 toman los siguientes valores:

$$G_f = 0.575 \text{ MPa.mm} \quad \tau_{\max} = 7.391 \text{ MPa} \quad P_{\max} = 29757 \text{ N}$$

Si observamos las figuras 3.12 y 3.15, obtenemos los valores de carga máxima igual a 30 KN y 33 KN respectivamente; y de la figuras 4.11 y 4.14 los valores de cortantes medios máximos experimentales $\tau_{\max}=6.6$ y $\tau_{\max}=8.3$ respectivamente.

En todos los casos, el modelo se acerca bastante a la carga máxima portante y con respecto al cortante medio máximo existe una diferencia del orden del 18 por cien al 10 por cien. La diferencia del cortante teórico con respecto del cortante calculado con el modelo, se ve influenciada por la aparición de fisuras; si recordamos, la aparición de fisuras suele hacer variar los cortantes locales medios máximos en función del sitio en donde se sitúa la galga extensométrica.

El modelo presentado es sencillo y de práctica aplicación, y se ajusta bastante bien a los datos experimentales presentes en la bibliografía existente.

Capítulo 5

Ensayos de vigas a flexión reforzadas externamente con CFRP

5.1 Introducción

El comportamiento de las vigas reforzadas externamente con laminados fibro reforzados se ha estudiado arduamente durante las dos últimas décadas, en particular el comportamiento a flexión y el comportamiento a cortante, en menor medida el comportamiento a torsión y de manera aislada se inicia el estudio del comportamiento combinado de todas las tensiones mencionadas. El objetivo principal del presente estudio es estudiar el comportamiento de las vigas de hormigón armado reforzadas externamente con laminados de fibra de carbono trabajando bajo tensiones de flexión. Por lo anterior, se planifico una serie de ensayos enfocados a capturar este tipo de comportamiento. El objetivo particular del tipo de instrumentación que se emplea en los ensayos de las vigas es obtener el comportamiento de las deformaciones a lo largo de los laminados adheridos así como los desplazamientos para obtener la deformada de la viga; esto es, las curvas que describen las relaciones carga-deformación y carga-desplazamiento

5.2 Características, preparación y configuración de los ensayos a flexión

Se fabricaron las vigas con distintos tipos de armados internos y geometrías; la primera serie de 9 vigas planas está conformado por 3 grupos de 3 vigas cada uno.

Las primeras 3 vigas tienen la siguiente nomenclatura: A01, A02 y A03; con una longitud total de 3.50 m., y luz entre apoyos igual a 3.00 m. con armado interior V-02. El otro grupo de 3 vigas fueron nombradas B01, B02 y B03; con una longitud total de 5.50 m., y luz entre apoyos igual a 5.00 m., con armado interior V-02. El tercer grupo de vigas planas son C01, C02 y C03; con una longitud total de 5.50 m., con luz entre apoyos igual a 5.00 m., con armado interior V-01.

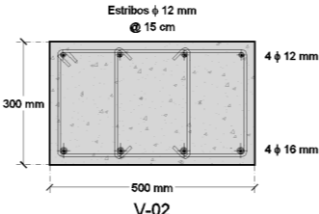
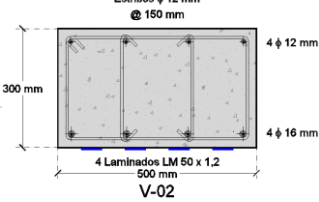
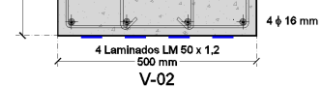
| Viga | Armado interior | Refuerzo exterior |
|------|--|--|
| A 01 |  | Sin refuerzo externo |
| A 02 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |
| A 03 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |

Figura 5.1 Características del refuerzo de las vigas A01, A02 Y A03

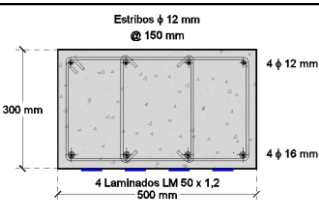
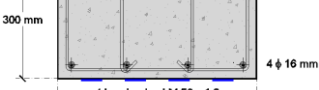

| Viga | Armado interior | Refuerzo exterior |
|------|---|--|
| B 01 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |
| B 02 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |
| B 03 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |

Figura 5.2 Características del refuerzo de las vigas B01, B02 Y B03

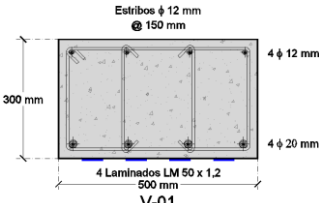
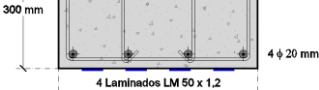

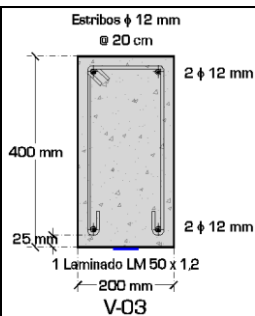
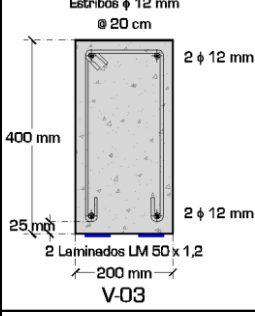
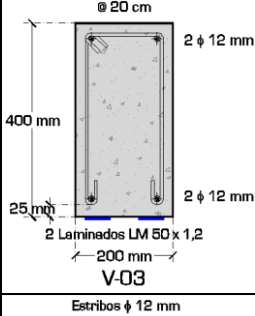
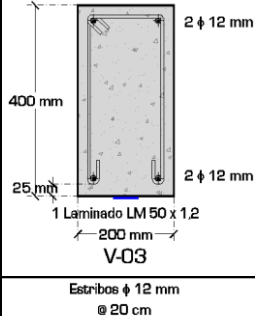
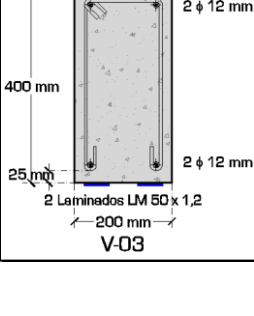
| Viga | Armado interior | Refuerzo exterior |
|------|---|--|
| C 01 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |
| C 02 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |
| C 03 |  | 4 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1,2 mm |

Figura 5.3 Características del refuerzo de las vigas C01, C02 Y C03

| <i>Viga</i> | <i>Armado interior</i> | <i>Refuerzo exterior</i> |
|-------------|--|---|
| CG 01 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 m</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>1 Laminado LM 50 x 1,2</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 1 laminado de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm |
| CG 02 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 m</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 Laminados LM 50 x 1,2</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 2 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm |
| CG 03 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 m</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 Laminados LM 50 x 1,2</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 2 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm * se reforzó a cortante |
| CG 04 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 m</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>1 Laminado LM 50 x 1,2</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 1 laminado de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm |
| CG 05 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 m</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 ϕ 12 mm</p> <p>2 Laminados LM 50 x 1,2</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 2 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm |

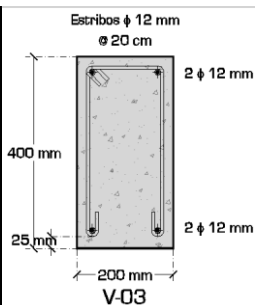
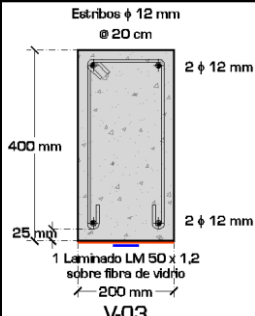
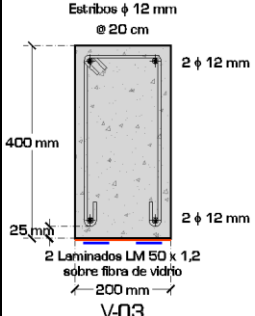
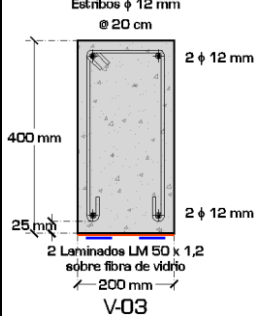
| <i>Viga</i> | <i>Armado interior</i> | <i>Refuerzo exterior</i> |
|-------------|--|--|
| CG 06 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 mm</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | sin refuerzo externo (viga de control) |
| CG 07 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 mm</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 1 laminado de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm (sobre fibra de vidrio) |
| CG 08 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 mm</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 2 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm (sobre fibra de vidrio) |
| CG 09 |  <p>Estribos ϕ 12 mm @ 20 cm</p> <p>400 mm</p> <p>25 mm</p> <p>200 mm</p> <p>V-03</p> | 2 laminados de fibra de carbono LM 50 x 1.2 mm (sobre fibra de vidrio) * se reforzó a cortante |

Figura 5.4 Características del refuerzo de las vigas CG.

Se eligió la configuración de 4 laminados sobre la cara de tracción de las vigas planas con la intención de colocar al menos el 33 % de la base del elemento que se recomienda en la norma ACI 440.2R, de ésta manera al usar cuatro laminados de 50 mm de ancho se obtiene un porcentaje de 40 % de superficie cubierta.

Al colocar dos laminados sobre la cara a tracción de las vigas de canto se cubre un porcentaje de área del 50%.

5.2.1 Hormigonado de las vigas

La fabricación se realizó de forma convencional con hormigón calidad H36 y acero de refuerzo B500S. El curado de las vigas se realizó en las instalaciones de la empresa de prefabricados durante 28 días previo a su traslado a las instalaciones del LITEM Terrassa.



a) Vigas planas



b) Vigas de canto

Figura 5.5 Fabricación de las vigas de hormigón armado.

Las características del hormigón empleado se muestran en la figura siguiente:

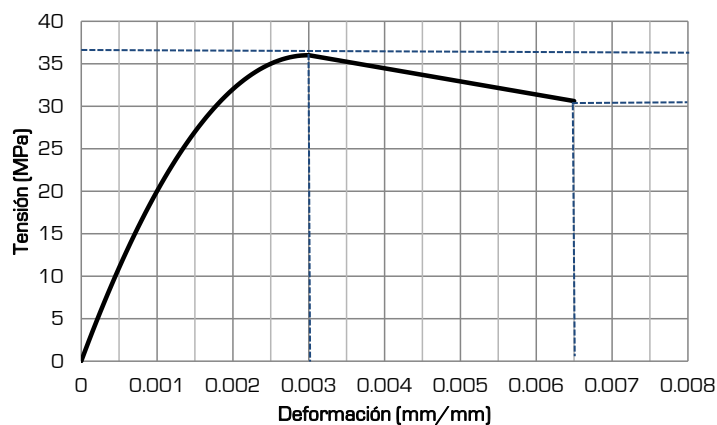


Figura 5.6 Ecuación constitutiva del hormigón H36

La relación constitutiva del hormigón a compresión está dada por las ecuaciones 2.1 y 2.2 mostradas en el capítulo 2

Las ecuaciones constitutivas del acero son:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{si} \quad \varepsilon_s < 0.00254 \quad (5.1)$$

$$\sigma_s = 507.92 \quad \text{si} \quad 0.00254 < \varepsilon_s < 0.02891 \quad (5.2)$$

$$\sigma_s = 507.92 + 117.294 \left(1 - e^{-32.67(\varepsilon_s - 0.02891)} \right) \quad (5.3)$$

$$\text{si} \quad 0.02891 < \varepsilon_s < 0.09$$

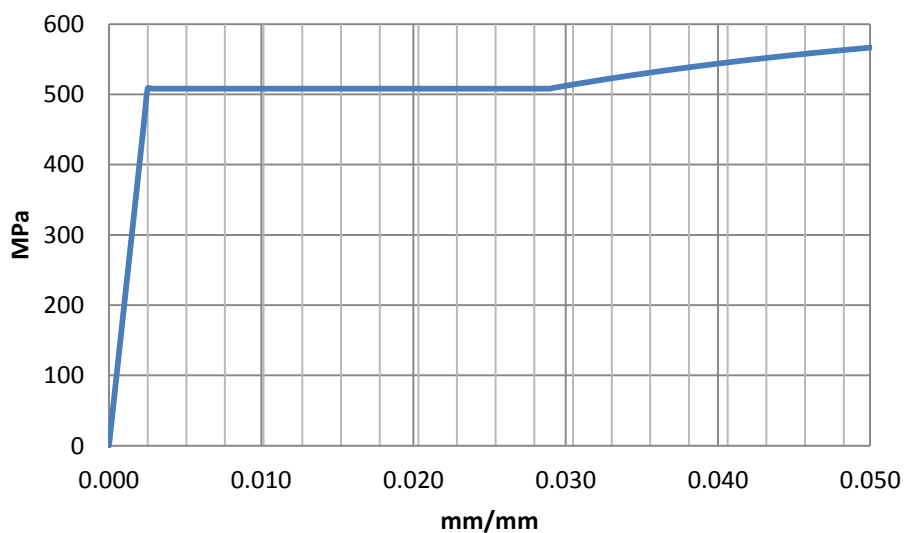


Figura 5.7 Curva tensión deformación del acero B500S

En ésta campaña experimental se emplearon laminados MBrace de 50 mm de ancho y 1.2 mm de espesor. Las propiedades mecánicas de los laminados son las correspondientes al tipo LM que se muestran en la tabla 2.1 y cuyas propiedades se resumen a continuación:

Módulo de elasticidad $E_{CFRP} = 165000 \text{ MPa}$

Resistencia a la tracción $f_{CFRP} = 2500 \text{ MPa}$

Como ya se mencionó en el capítulo 2, el comportamiento que presentan de los laminados de CFRP es elástico lineal hasta la falla.

5.2.2 Preparación de la superficie de hormigón

Con la experiencia de haber realizado los ensayos de adherencia, y siguiendo recomendaciones encontradas en la bibliografía existente, se determinó preparar la superficie de adherencia produciendo rugosidad de tamaño promedio 1.5 mm con un martillo mecánico. Este proceso tiene como finalidad uniformizar la rugosidad necesaria para la correcta adherencia del laminado sobre el hormigón.

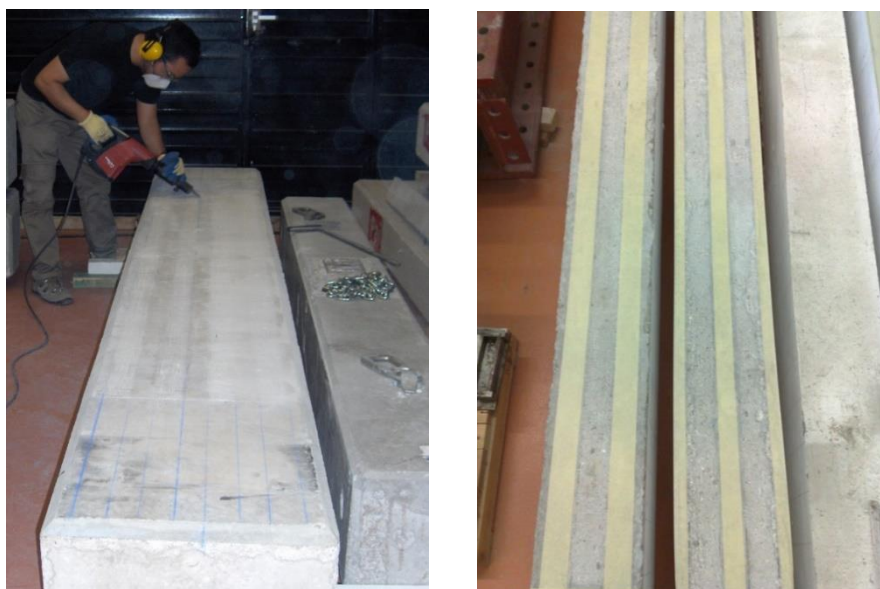


Figura 5.8 Preparación de la superficie

5.2.3 Colocación de los laminados sobre las vigas de hormigón armado

El proceso es similar al empleado para adherir los laminados de los ensayos de adherencia presentados en el capítulo 2. Primero se impregna la superficie preparada con un producto PRIMER MBrace para posteriormente colocar una capa uniforme de espesor 1.5 mm de adhesivo epoxi para poder fijar los laminados sobre las vigas de hormigón armado.



a) Preparación inicial

b) Impregnación



c) Impregnación terminada



d) Inicio de la aplicación del epoxi



e) Aplicación del epoxi



f) Colocación de los laminados

Figura 5.9 Proceso de colocación de los laminados

En las imágenes de la figura 5.9 se muestra la secuencia de colocación de los laminados MBrace LM 50 x 1.2 mm. Primero se limpia perfectamente la superficie preparada anteriormente y se procede a colocar la impregnación, después de 1 hr y antes de 24 hrs se debe colocar el adhesivo epoxi uniformemente sobre la superficie impregnada de manera tal que se logre un espeso uniforme de 1.5 mm., para asegurar un pegado correcto y posteriormente se colocan los laminados cuidando que no quede atrapado aire en la interface epoxi - laminado, se deben presionar los laminados al colocarlos para asegurar la adherencia uniforme de éstos al elemento de hormigón.

Finalmente se deben curar de 3 a 4 días dependiendo las condiciones del clima. Durante la presente campaña experimental se dejaron curar los especímenes durante siete días para lograr que los materiales epoxi empleados alcancen la resistencia optima de trabajo.

5.2.4 Configuración de los ensayos

Se ha mostrado hasta éste punto el tipo de vigas que se emplearon en la campaña experimental y sus respectivos armados internos y refuerzos externos aplicados adheridos consistentes en laminados de CFRP, ahora se especifica a detalle la configuración de cada uno de los ensayos realizados. Las vigas del grupo A fueron planeadas para iniciar la

campana de ensayos y a través de sus resultados adaptar y reconfigurar los siguientes grupos, de ésta manera se tiene que todos los ensayos del grupo A se realizaron con carga puntual centrada y posteriormente se prefirieron los ensayos con doble carga puntual simétrica para obtener una zona de momento constante y cortante nulo en el centro de la viga. La campaña experimental se dividió en 2 etapas, la primera empleando vigas planas de 500 x 300 mm con armados interiores VO1 y VO2 (mostrados en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3), reforzadas externamente con cuatro laminados, sub dividiéndolas en tres conjuntos:

Vigas A: como ya se mencionó, tres ensayos con carga puntual. El primer ensayo sobre una viga sin refuerzo para tener el valor de referencia de la resistencia portante máxima, como se muestra en la figura 5.10 b). Los otros dos ensayos con vigas reforzadas externamente con laminados adheridos, ver figura 5.10 c) y d). Todas las vigas A tenían refuerzo interior VO2 consistente en 4 hierros ϕ 12 en la cara de compresión y 4 ϕ 16 en la cara de tensión con estribos ϕ 12 separados a cada 150 mm, y refuerzo exterior dado por cuatro laminados MBrace 50 x 1.2 mm., tal como se detalla en la figura 5.1.

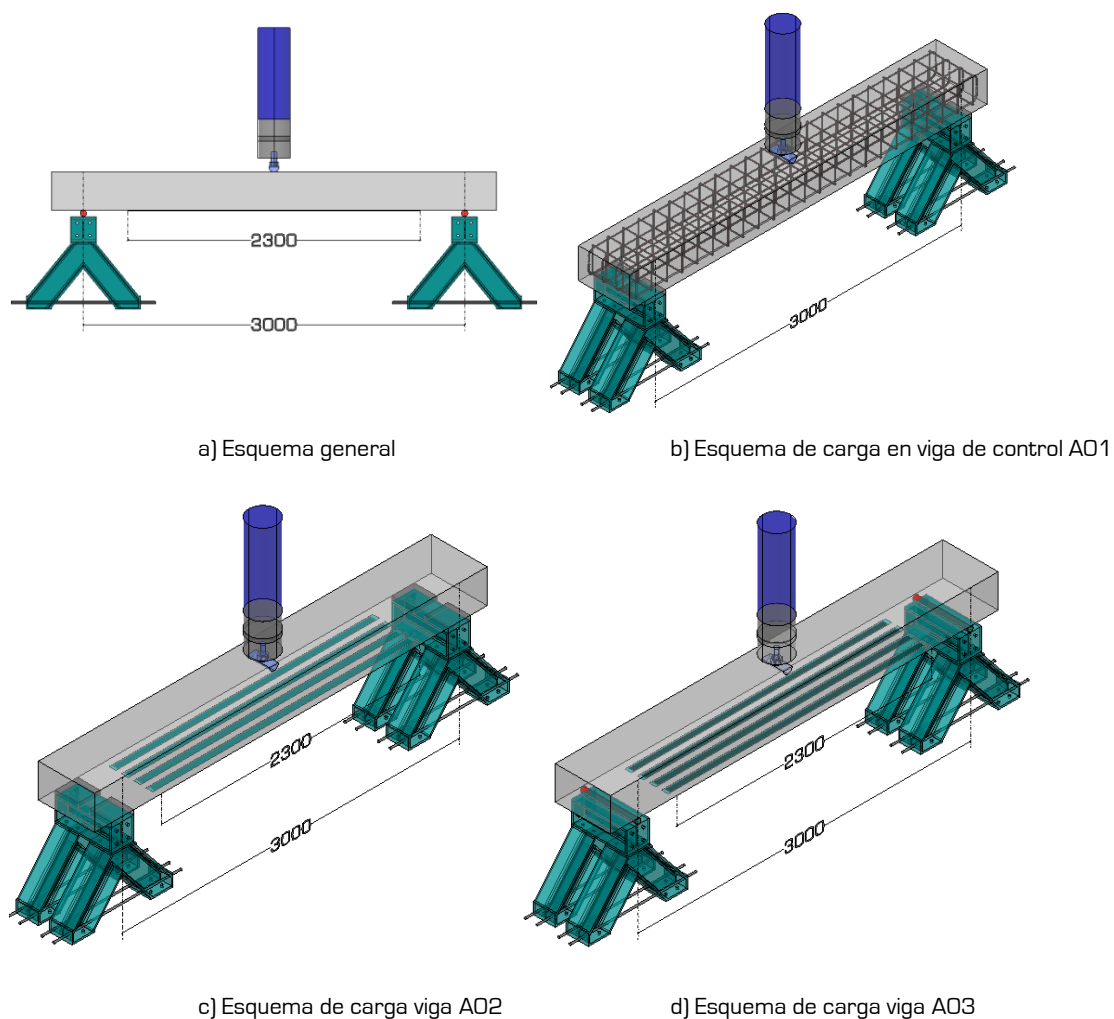


Figura 5.10 Configuración de carga para los ensayos A01, A02 y A03

Vigas B: tres ensayos que fueron configurados de dos maneras distintas, el primero B01 empleando carga puntual y los otros dos B02 y B03 con configuración de cuatro puntos, dos apoyos y dos cargas puntuales separadas 1000mm en el caso de la viga B02 y 1600 mm para la viga B03, como se detalla en la figura 5.11. Todas las vigas B tenían el mismo refuerzo interior y exterior que las vigas del grupo A, tal como se muestra en la figura 5.2.

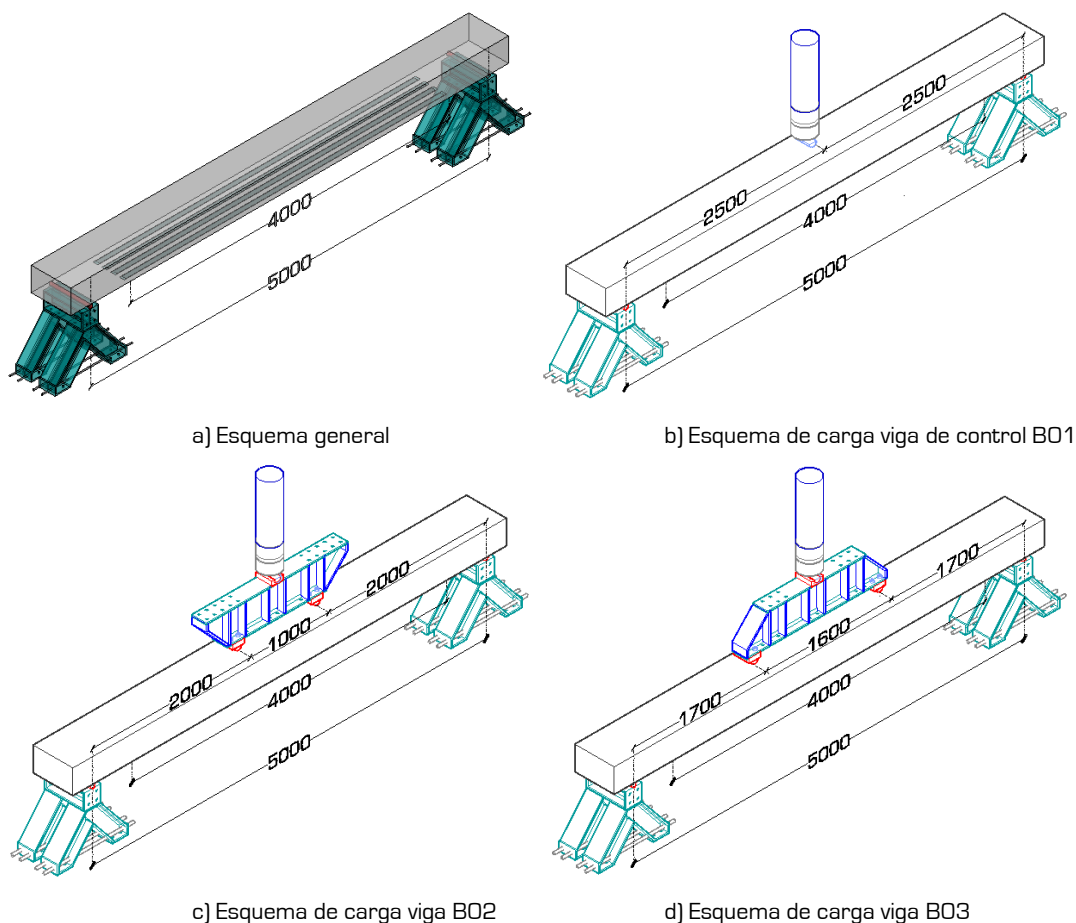


Figura 5.11 Configuración de carga para los ensayos B01, B02 y B03

Vigas C: otros tres ensayos similares a los tres del grupo B, variando el acero de refuerzo interior, tal como se muestra en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3, con la misma distancia entre apoyos [5 mts] y la misma separación entre cargas puntuales, 1.60 y 1.00 mts.

Todas las vigas C tenían refuerzo interior VO1 consistente en 4 hierros ϕ 12 en la cara de compresión y 4 ϕ 20 en la cara de tensión con estribos ϕ 12 separados a cada 150 mm, y refuerzo exterior dado por cuatro laminados MBrace 50 x 1.2 mm., tal como se detalla en la figura 5.3. En resumen, se empleó la misma configuración mostrada en la figura 5.11, para los dos grupos de vigas planas A y B.

La campaña experimental, al estar dividida en dos etapas, fue necesario fabricar las vigas CG al terminar la primera etapa de las vigas planas y de ésta manera se readaptó la fase dos con las vigas de canto.

La segunda etapa consistió en vigas de canto, con dimensiones de 200 x 400 mm, y armado interior con 2 ϕ 12 en la cara de compresión y 2 ϕ 12 en la cara de tensión con estribos ϕ 12 separados 200 mm entre si; se ensayaron nueve vigas con el mismo armado interior variando el refuerzo adherido externamente, los detalles de armados internos y refuerzo externo se muestran en la figura 5.4.

En ésta etapa se optó por realizar ensayos con una configuración que permitiera tener una zona central de momento máximo constante y cortante nulo, razón por la cual se ha empleado la configuración de carga de cuatro puntos, dos apoyos simples y dos puntos de carga simétrica.

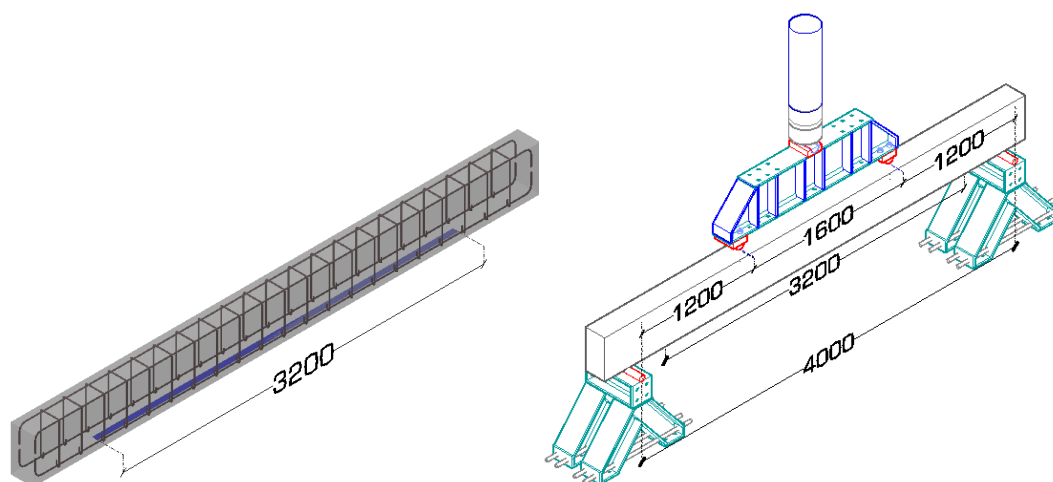


Figura 5.12 Configuración de carga para el ensayo CG 01

La viga CG01 se reforzó con un laminado adherido externamente localizado al centro de la cara de tracción de la viga y colocado en una longitud de 3200 mm; el ensayo se realizó aplicando dos cargas puntuales separadas 1600 mm entre si, tal como se muestra en la figura 5.12.

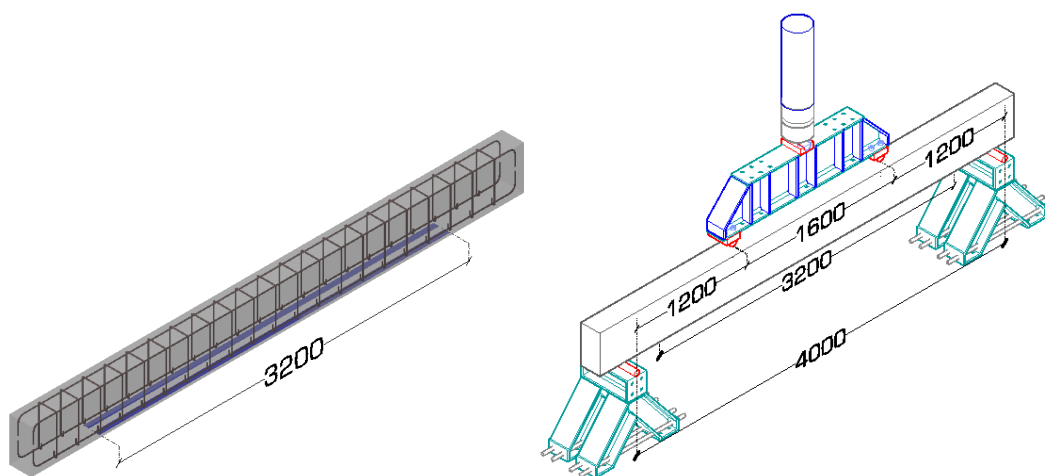


Figura 5.13 Configuración de carga para el ensayo CG 02

El espécimen CG02 se preparó con dos laminados adheridos externamente y la configuración de carga fue exactamente igual a la referida al espécimen CG01. El detalle de la configuración CG02 se muestra en la figura 5.13.

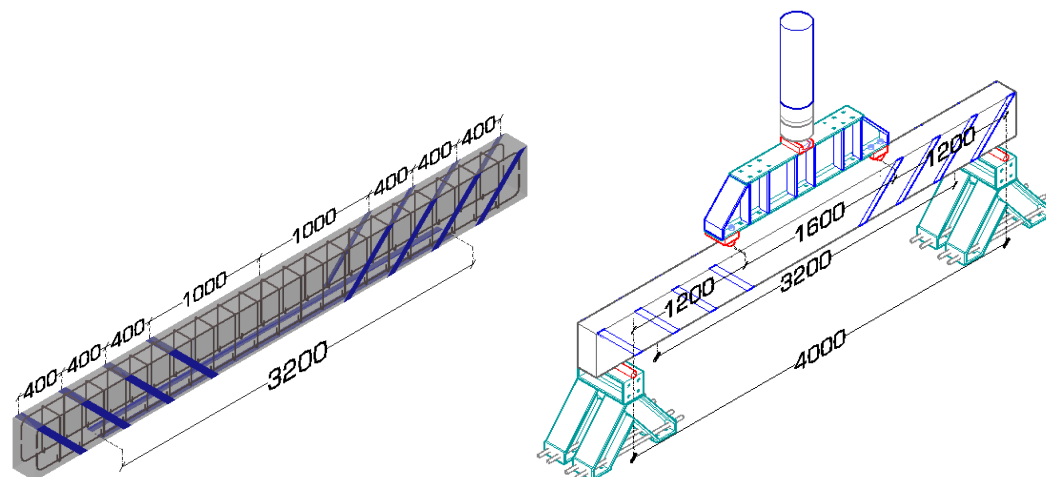


Figura 5.14 Configuración de carga para el ensayo CG 03

El espécimen CG03 se preparó al igual que el CG02, con dos laminados adheridos externamente en la cara de tracción y se reforzó en la zona de cortante, los extremos de la viga, con laminados adheridos en ambas caras tal como se muestra en la figura 5.14. la configuración de carga fue similar a las empleadas en los ensayos CG01 y CG02 con la finalidad de poder comparar resultados posteriormente.

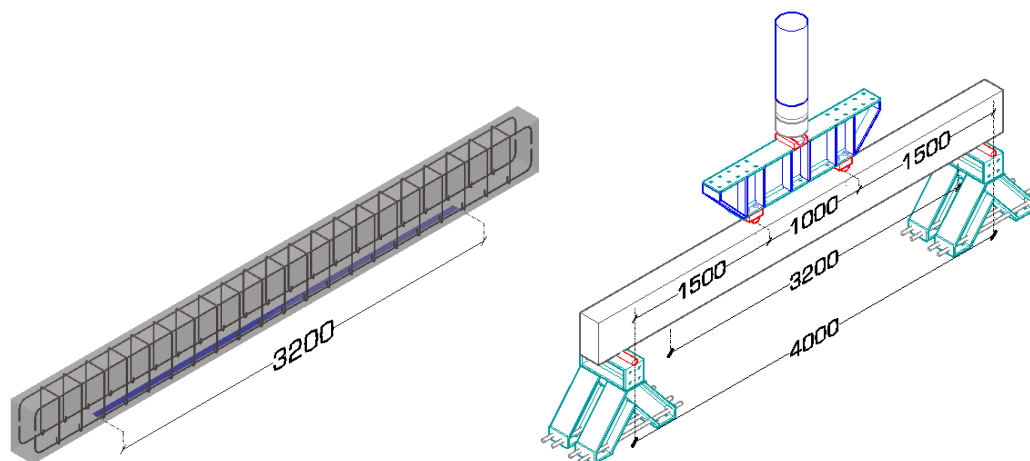


Figura 5.15 Configuración de carga para el ensayo CG 04

La viga CG04 se reforzó externamente con un laminado adherido en una longitud de 3200 mm sobre la cara inferior de la viga y la configuración de carga se preparó con dos puntos de apoyo y dos cargas puntuales centradas separadas 1000 mm entre ellas, a diferencia de las tres anteriores, que se ensayaron con cargas simétricas separadas 1600 mm entre sí, la configuración mencionada se muestra en la figura 5.15.

La viga CG05 se preparó adhiriéndole externamente dos laminados sobre la cara inferior y la configuración de carga fue igual a la CG04, de ésta manera será posible comparar las vigas CG04 y CG05. Los detalles de ésta configuración se muestran en la figura 5.16.

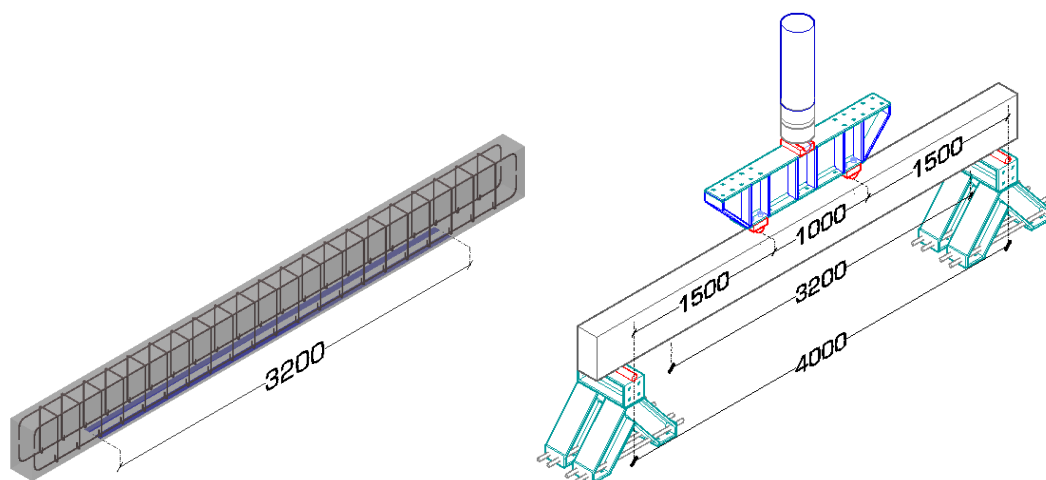


Figura 5.16 Configuración de carga para el ensayo CG 05

Dentro del grupo de vigas de canto también se preparó un espécimen para usarlo como viga de control, en éste caso es la viga CG06 la cual se ensayó usando dos apoyos simples y aplicando dos cargas simétricas separadas 1600 mm, como se muestra en la figura 5.17, de esta manera será posible completar el análisis del incremento de resistencia que aportan las diferentes configuraciones de refuerzo empleadas.

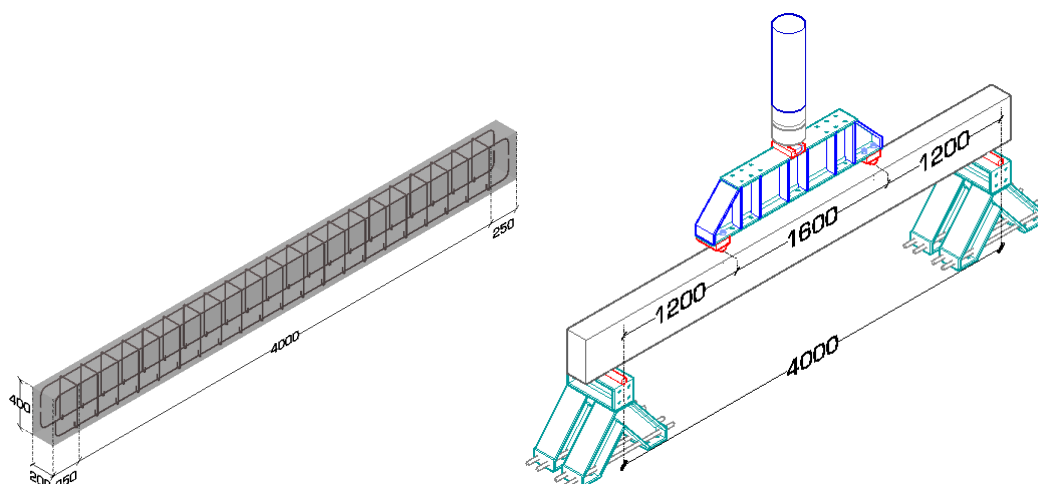


Figura 5.17 Configuración de carga para el ensayo CG 06

Todas las vigas ensayadas dentro de los grupos A, B, C y las primeras seis del grupo CG fueron reforzadas adhiriéndoles externamente laminados de CFRP del tipo LM con 50 mm de ancho y 1.2 mm de espesor directamente sobre la cara de tracción. Sin embargo, también se prepararon especímenes con laminados de CFRP adheridos sobre una placa base de fibra de vidrio que posteriormente se adhirió a la superficie de hormigón para

obtener la diferencia o concordancia del comportamiento cuando se incrementa el área de adherencia sin variar la cantidad de laminados.

El cambio anterior se implementó después de haber desarrollado las primeras etapas experimentales y en vista de los resultados obtenidos en ellas se planteó la posibilidad de realizar ésta modificación buscando conocer el comportamiento de la viga reforzada de esta manera y compararla con las anteriores.

De ésta manera, el espécimen CG07 se preparó adhiriendo una placa de fibra de vidrio sobre la cara a tracción de la viga, dicha placa de fibra de vidrio fue preparada previamente colocándole un laminado de CFRP en el centro en toda su longitud, tal como se muestra en la figura 5.18. La configuración de carga es similar a todas las del grupo CG.

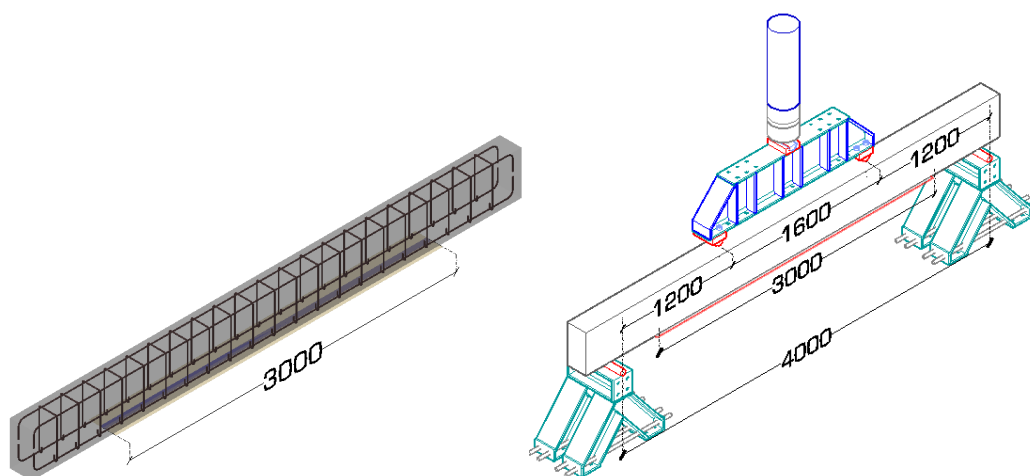


Figura 5.18 Configuración de carga para el ensayo CG 07

Para poder comparar el comportamiento de la viga CG07 al incluir en el refuerzo una placa extra de fibra de vidrio, se preparó el espécimen CG08 de manera similar al CG07, pero colocando dos laminados de CFRP y variando la separación de las cargas puntuales centradas, tal como se muestra en la figura 5.19.

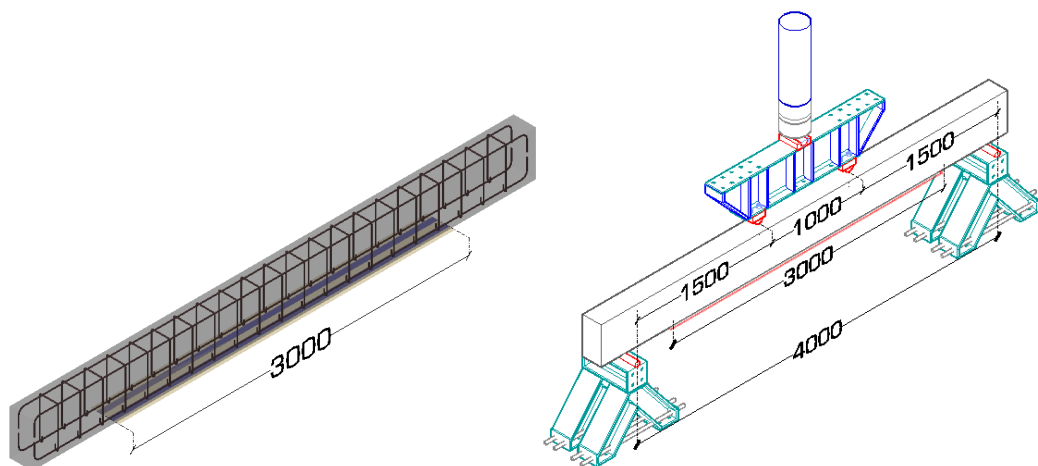


Figura 5.19 Configuración de carga para el ensayo CG 08

Finalmente el espécimen CG09 se preparó con la diferencia de incluir refuerzo por cortante en la zona de los extremos, adherido en ambas caras de manera similar al espécimen CG03. La configuración de carga se preparó separando 1600 mm las cargas puntuales centradas.

Al final del presente capítulo en la sección 5.4 resaltaremos las diferencias del comportamiento de las diferentes configuraciones y las implicaciones de los cambios realizados en las últimas tres vigas mostradas. Aunado a las diferencias en el comportamiento, se muestran en el apartado 5.5 los tipos de fallo vinculados a cada configuración.

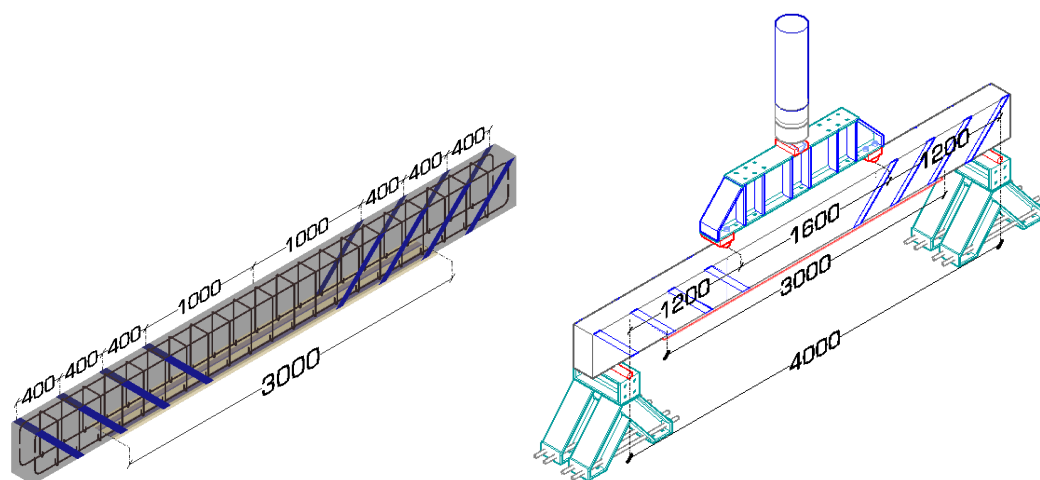


Figura 5.20 Configuración de carga para el ensayo CG 09

Llegado este punto solo falta por definir el tipo de instrumentación que se colocó sobre las vigas para poder obtener los valores de carga, desplazamientos y deformaciones en diversos puntos de interés.

5.2.5 Instrumentación de los ensayos

Todas las vigas ensayadas fueron instrumentadas para obtener los valores correspondientes a la carga aplicada, desplazamientos en el centro del claro libre y otros puntos importantes, así como deformaciones a lo largo de los laminados adheridos en la cara de tracción y en puntos de la cara a compresión del elemento de hormigón.

Para obtener las deformaciones registradas en los laminados y en la cara superior de las vigas se emplearon galgas extensométricas.

Para capturar los desplazamientos de la viga, se emplearon transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT según sus siglas en inglés) y sensores laser colocados en cinco puntos a lo largo de la viga.

5.2.5.1 Galgas extensométricas

Todas las vigas ensayadas fueron instrumentas con galgas extensométricas colocadas sobre los laminados tal como se muestra en la figura 5.21, así también se colocaron galgas sobre el hormigón trabajando a compresión en algunas de las vigas.

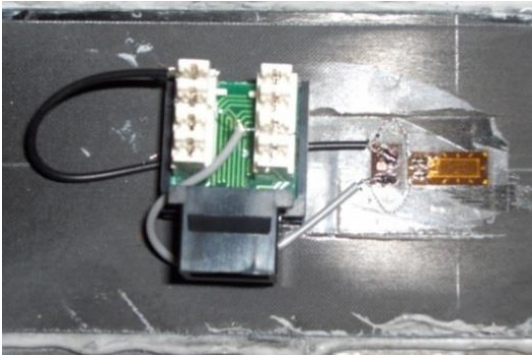


Figura 5.21 Ganga tipo colocada sobre los laminados

Todas las galgas colocadas sobre laminados fueron del tipo CEA-06-250UN-350. Conectadas a una tarjeta adquisidora de datos.

La viga AO1 fue ensayada sin refuerzo (viga control). En las siguientes figuras se detalla la colocación de las galgas sobre los laminados para cada una de las vigas ensayadas.

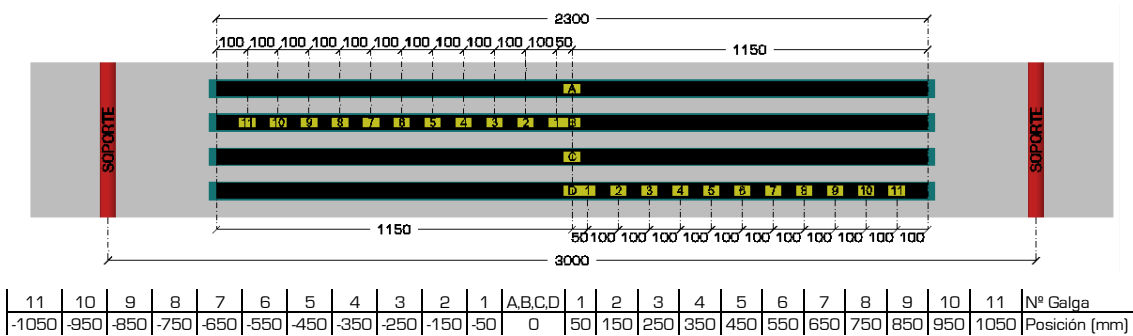


Figura 5.22 Distribución de galgas sobre viga AO2

La distribución de las galgas usadas en los ensayos AO2 y AO3 sirve para comprobar el efecto de simetría y de esta manera emplear menos galgas en los subsecuentes ensayos al determinar la repetición en el comportamiento de la distribución de deformaciones sobre los cuatro laminados adheridos, de manera tal que se comprueba que no hace falta instrumentar todos los laminados, basta con uno de ellos e incluso tan solo la mitad en caso de que la falla se presentara de manera ideal simultánea en ambos lados de la viga.

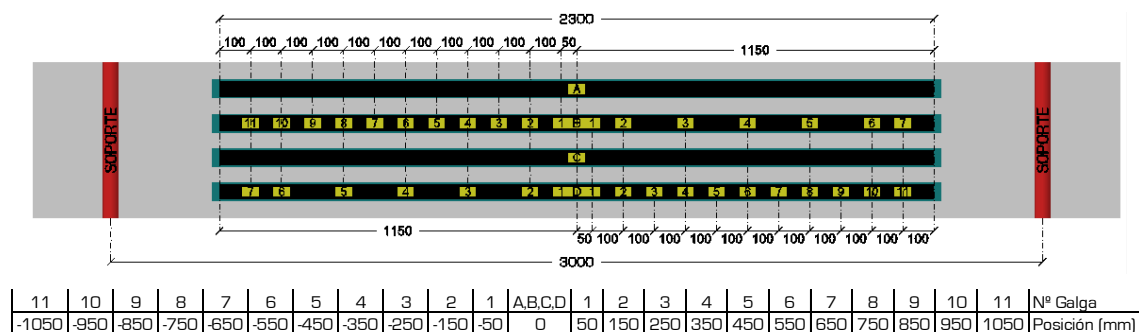


Figura 5.23 Distribución de galgas sobre viga A03

Las primeras vigas del grupo A se instrumentaron con galgas colocadas con una separación de 100 mm a partir del centro hasta llegar a sus extremos, tal como se muestra en las figuras 5.22 y 5.23.

Las vigas del grupo B fueron prefisuradas antes de ser reforzadas con los laminados, de manera que el posicionamiento de las galgas se realizó en los puntos de aparición de fisuras. En las figuras 5.24, 5.25 y 5.26 se aprecian las distancias entre galgas que al mismo tiempo representan la separación entre fisuras.

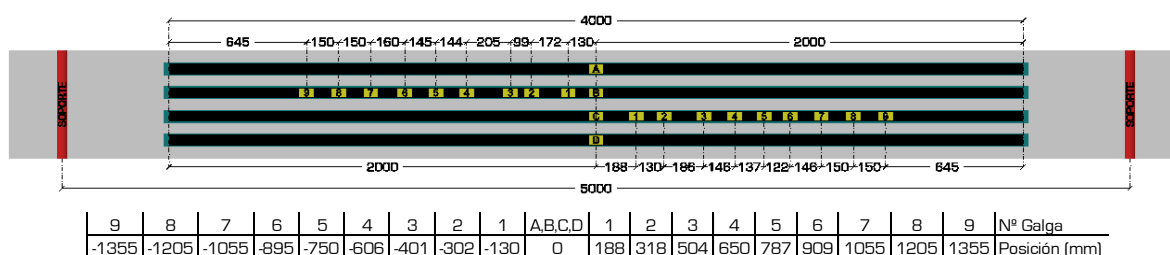


Figura 5.24 Distribución de galgas sobre viga B01

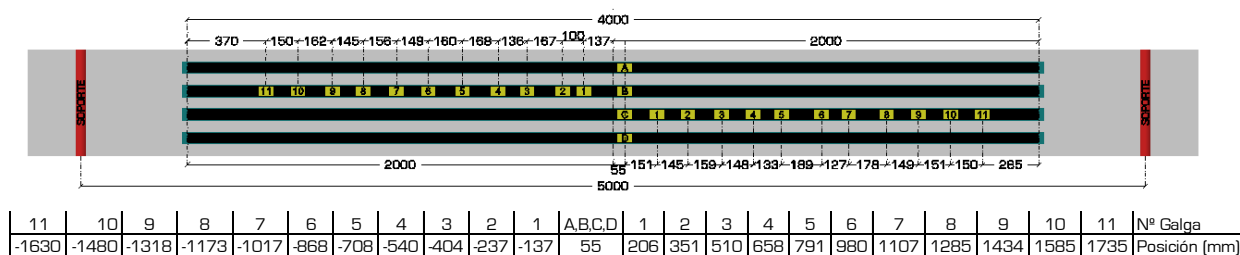


Figura 5.25 Distribución de galgas sobre viga B02

De este modo puede observarse que la separación media entre fisuras para las vigas B01, B02 y B03 es de 151 mm, 153 mm y 148 mm respectivamente, siendo valores muy cercanos entre si y aproximadamente igual a 151 mm.

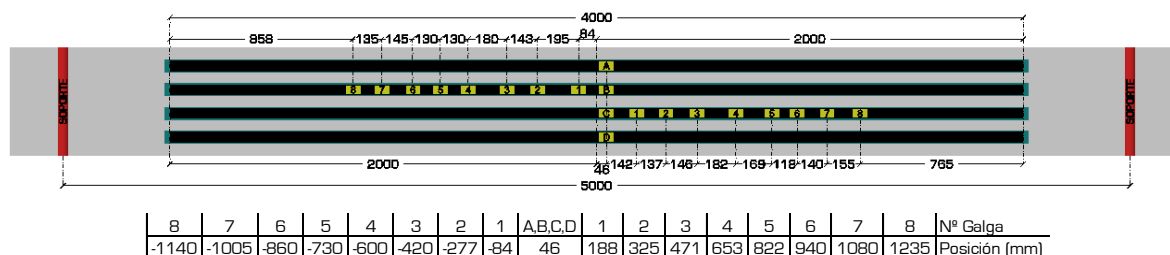


Figura 5.26 Distribución de galgas sobre viga B03

Al igual que las vigas del grupo B, las correspondientes al grupo C fueron precargadas hasta alcanzar la carga de correspondiente al momento de figuración y así marcar las fisuras para posteriormente colocar las galgas en estos puntos.

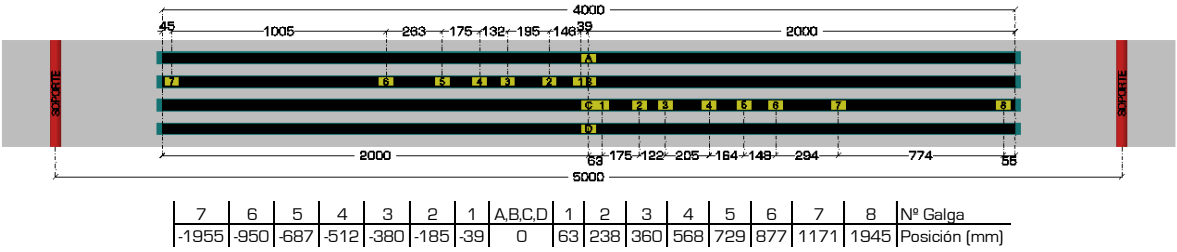


Figura 5.27 Distribución de galgas sobre viga CO1

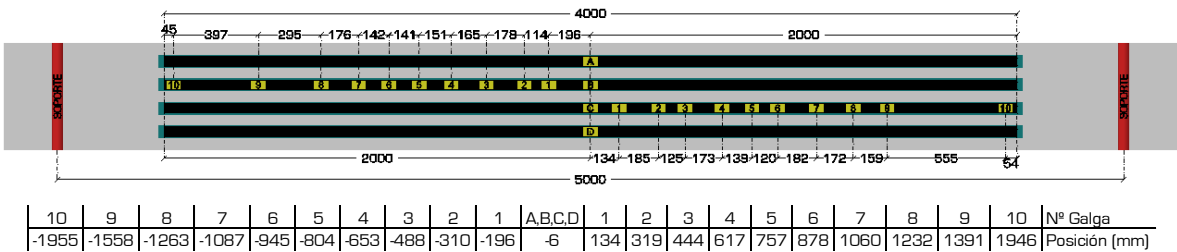


Figura 5.28 Distribución de galgas sobre viga CO2

En las figuras 5.27, 5.28 y 5.29 se detalla la posición de las galgas y las correspondientes separaciones entre éstas, de manera que es posible obtener la distancia media entre fisuras para las tres vigas CO1, CO2 y CO3, siendo respectivamente 156 mm, 156 mm y 155 mm, observándose que la media total es de 155 mm, cercano al valor correspondiente a las vigas del grupo B. En las vigas correspondientes a los grupos A y B se observa con facilidad la posición de las fisuras y su valor medio se mantuvo estable con una pequeña variación del 3%, recordemos que se trata de vigas planas con relación altura/base igual a 0.6, correspondiente a una sección 500 x 300 mm.

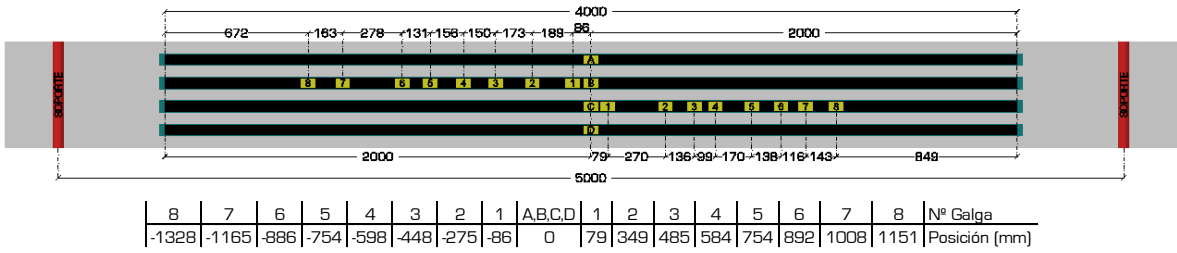


Figura 5.29 Distribución de galgas sobre viga CO3

Como se menciona anteriormente, la última etapa de la campaña experimental está compuesta de 9 vigas de canto con sección 200 x 400 mm, esto es, una relación altura/base igual a 2.

| Cara | A | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | Nº Galga | Sobre |
|----------|---|---|-----|-----|---|---|---|---------------|----------|
| superior | 0 | - | 284 | 472 | - | - | - | Posición (mm) | hormigón |

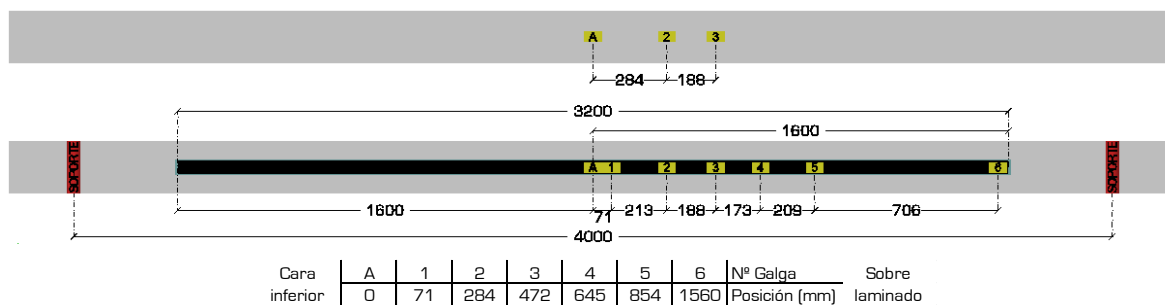


Figura 5.30 Distribución de galgas sobre viga CG01

Todas las vigas del grupo CG también fueron precargadas hasta la aparición de fisuras para realizar el mismo procedimiento de colocación de galgas que en los grupos B y C, motivo por el cual, el esquema mostrado en las figuras 5.30, 5.31 y 5.32 es irregular con separaciones no constante entre galgas. La viga CG01 mostrada en la figura 5.30 presentó un esquema de separación de fisuras con valor medio de 190 mm

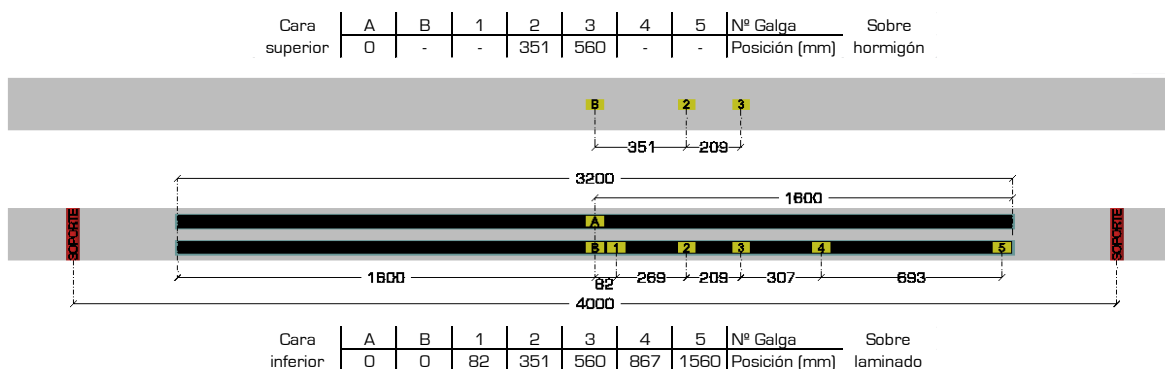


Figura 5.31 Distribución de galgas sobre viga CG02

La viga CG01 mostrada en la figura 5.30 presenta un esquema de separación de fisuras con valor medio de 190 mm, la separación entre fisuras de la viga CG02 tiene un valor promedio de 217 mm y la separación promedio de fisuras de la viga CG03 fue de 230 mm. Cabe aclarar que la separación entre fisuras mostrada en los esquemas de las vigas CG01 a la CG 05 corresponde a las fisuras aparecidas durante el procedimiento de precarga; a final del presente capítulo, cuando se presenten los tipos de fallos de cada espécimen se podrá observar la aparición de nuevas fisuras durante el proceso de carga hasta la falla. Además del motivo expuesto anteriormente, ha de agregarse la condicionante de que las fisuras marcadas durante la precarga fueron aquellas percibidas por el ojo humano, pudiéndose quedar por marcar algunas que no eran posibles apreciarse a simple vista.

| Cara | A | B | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | Nº Galga | Sobre |
|----------|----|---|-----|-----|---|---|---|---------------|----------|
| superior | 30 | - | 300 | 550 | - | - | - | Posición (mm) | hormigón |

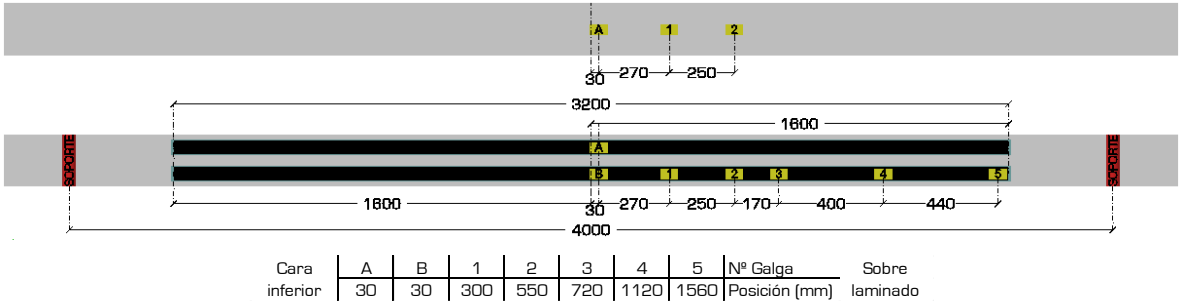


Figura 5.32 Distribución de galgas sobre viga CG03

La separación media entre fisuras mostrada en la figura 5.33 correspondiente a la viga CG04 es de 155 mm, valor igual al presentado por la viga CG05 cuyo esquema se muestra en la figura 5.34

La viga CG 06 no aparece en esta lista de esquemas de colocación de galgas ya que se trata de la viga de control, la cual no tenía laminados de refuerzo ni galgas sobre de ellos.

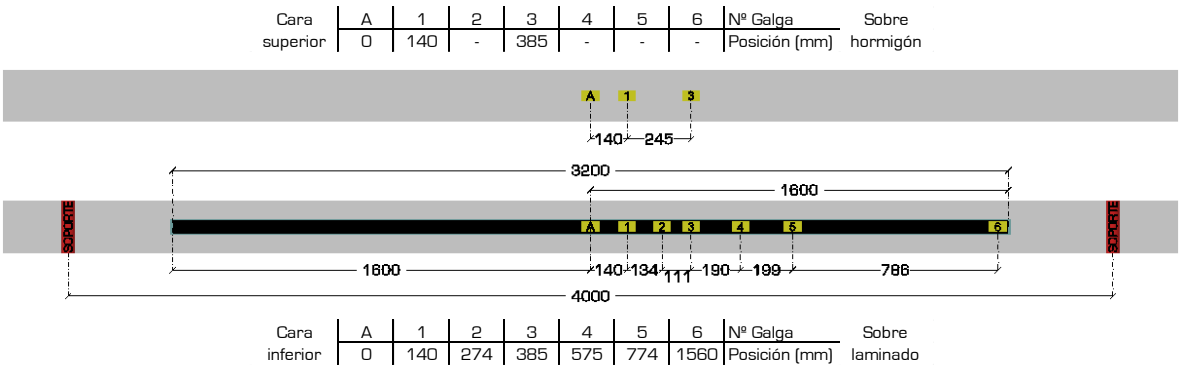


Figura 5.33 Distribución de galgas sobre viga CG04

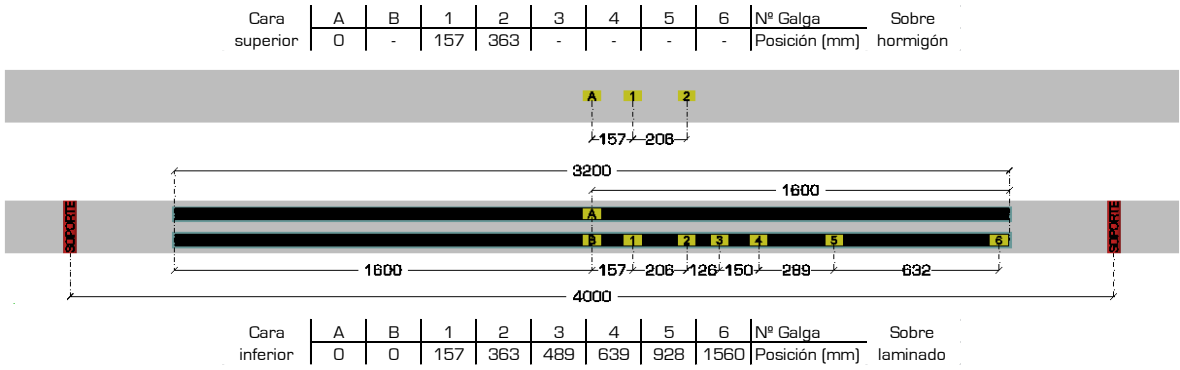


Figura 5.34 Distribución de galgas sobre viga CG05

Las vigas CG07, CG08 y CG09 no fueron pre-fisuradas y los esquemas correspondientes de fijación de galgas sobre laminados y hormigón se muestran en las figuras 5.35, 5.36 y 5.37.

En estos tres casos se optó por colocar las galgas a cada 150 mm en el claro central de acuerdo con la media obtenida en las vigas CG04 y CG05 y más separadas conforme se acercaban a los extremos de los laminados.

En todas las vigas del grupo CG se colocaron galgas a partir del centro hacia un extremo únicamente, esto es posible al aprovechar la simetría en la configuración de los ensayos y a partir de los resultados obtenidos en los primeros ensayos en donde se comprueba el comportamiento simétrico de las vigas.

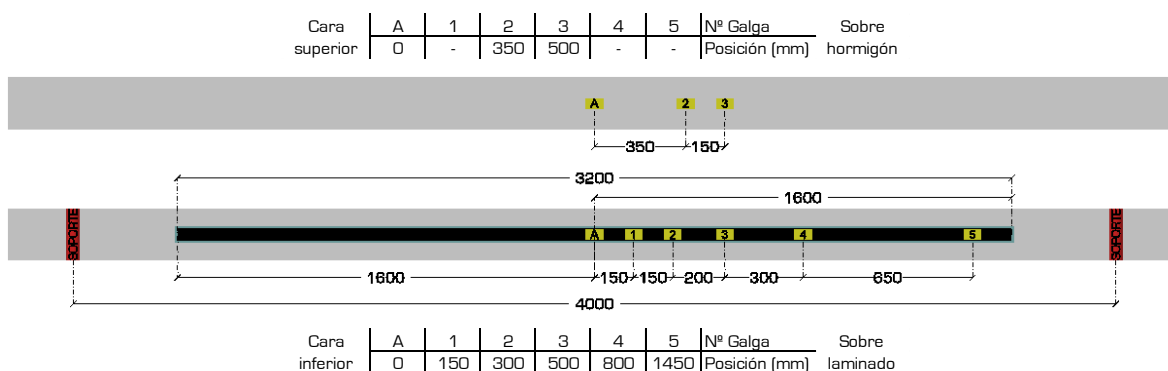


Figura 5.35 Distribución de galgas sobre viga CG07

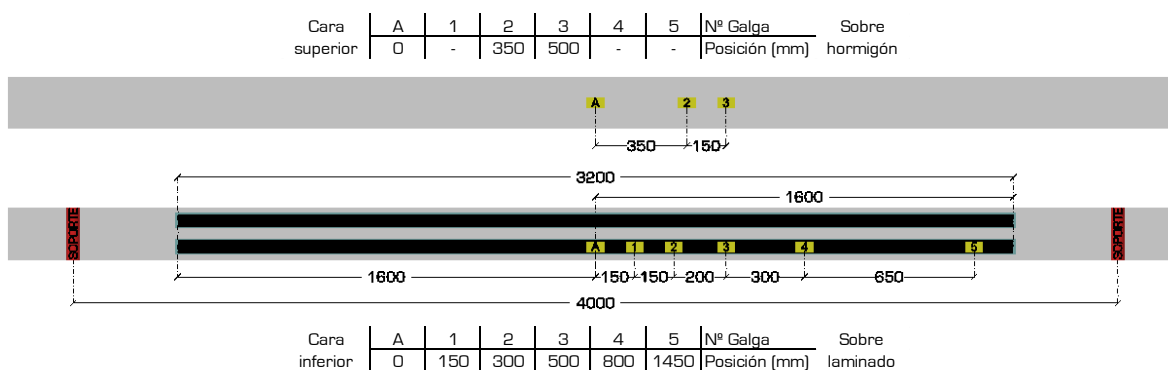


Figura 5.36 Distribución de galgas sobre viga CG08

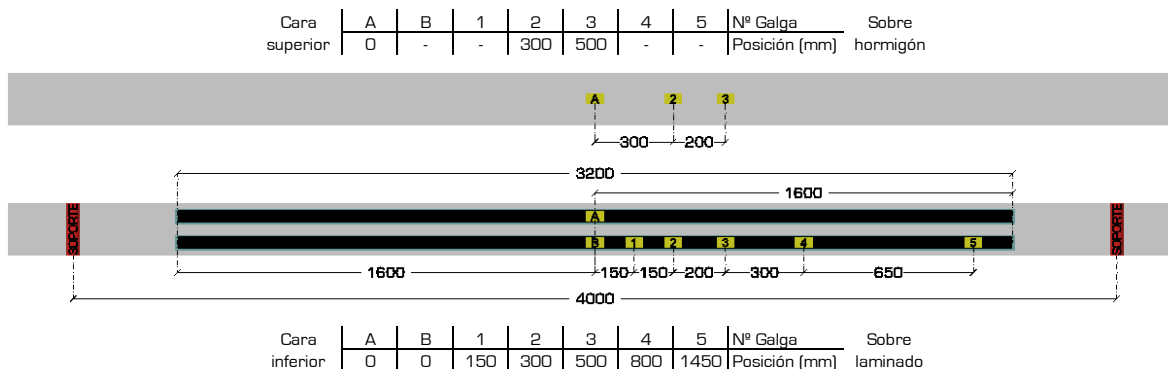


Figura 5.37 Distribución de galgas sobre viga CG09

Como se puede observar en las figuras 5.30 a la 5.37, se colocaron galgas extensométricas sobre la cara de compresión del hormigón para capturar el comportamiento de las deformaciones en la cabeza de compresión de la viga en la zona de

momento máximo constante. Éste comportamiento se mostrará en la sección 5.4 en donde se desglosan los resultados de los ensayos y posteriormente en el capítulo 6 donde se emplearán los datos para el correspondiente análisis del comportamiento y resistencia última de las vigas.

Hasta aquí, se resumen los esquemas de colocación de instrumentación para capturar el comportamiento de las deformaciones en diversos puntos sobre laminados así como sobre el hormigón a compresión.

5.2.5.2 Medidores de desplazamiento

Por otra parte, también es necesario obtener el comportamiento de la deformada de la viga, es decir, la deflexión de las vigas, razón por la cual, durante la realización de los ensayos se instrumentan las vigas para obtener las flechas en el centro de la luz y en $L/4$ con transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT según sus siglas en inglés) y con sensores laser de desplazamiento, tal como se muestra en la figura 5.38

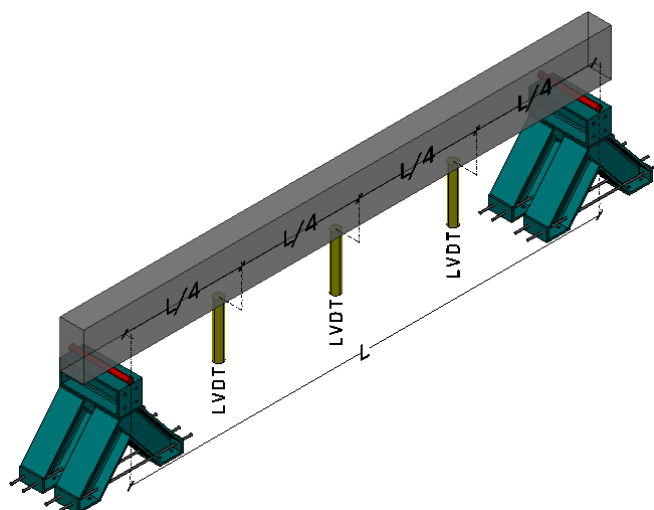


Figura 5.38 Posición de los medidores de desplazamiento (LVDT)

Se colocaron dos medidores adicionales en los apoyos para comprobar el desplazamiento de éstos y en caso de registrar valores diferentes de cero, corregir posteriormente las medidas. Cabe mencionar que los desplazamientos registrados en los apoyos fueron nulos.

5.3 Desarrollo de los ensayos

Todos los ensayos se realizaron con un actuador hidráulico que permite controlar fuerza o desplazamiento, de esta manera fue posible programar el software para iniciar el ensayo con control de carga hasta aproximadamente el 75% de la carga máxima portante de la

viga sin refuerzo exterior y posteriormente seguir el ensayo con control de desplazamiento para poder obtener a detalle el momento de la falla y el comportamiento pos falla.

En los apartados 5.4 y 5.5 del presente capítulo se muestran los resultados de los ensayos y los tipos de falla, respectivamente.

La viga AO1 se ensayó según la configuración mostrada en las figuras 5.10a, 5.10b y 5.39 sin ningún refuerzo externo para usarse como viga de control.



Figura 5.39 Ensayo viga AO1, viga de control

La viga AO2, se ensayó con una configuración similar a la AO1 pero colocándole 4 laminados adheridos externamente a lo largo de la cara inferior de la viga, tal como se muestra en las figuras 5.10c y 5.40.



Figura 5.40 Ensayo viga AO2

La viga AO3 fue testada con una configuración de 3 puntos, dos apoyos y una carga puntual al centro, como se muestra en las figuras 5.10d y 5.41.

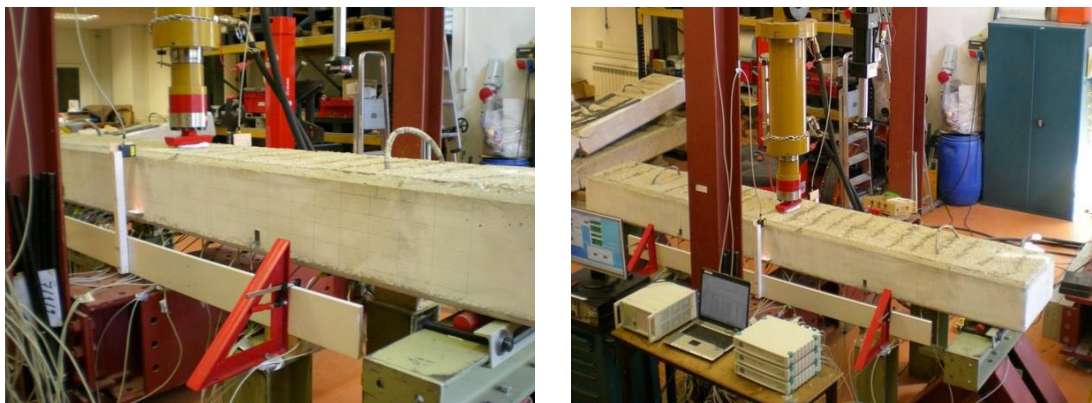


Figura 5.41 Ensayo viga A03

Los ensayos del grupo A fueron los primeros, razón por la cual, a través de ellos fue posible reorganizar y reconfigurar los siguientes ensayos; los tres ensayos A fueron realizados en vigas de 3.0 mts. de luz mediante carga puntual, en el siguiente grupo se cambió a doble carga puntual centrada.

Las vigas del grupo B tenían el mismo refuerzo interior y exterior que las del grupo A como se ha mostrado en las figuras 5.1 y 5.2, variando únicamente la longitud de las vigas, que en el caso de las del grupo B son de 5.00 mts. de claro libre entre apoyos.

La viga B01 a diferencia de las B02 y B03, se ensayó con carga puntual, para poder relacionar los resultados con los obtenidos en los ensayos del grupo A.



Figura 5.42 Ensayo viga B01

El ensayo de la viga B02 se realizó con doble carga puntual simétrica separadas entre sí 1.00 mts. Tal como se muestra en las figuras 5.11 c y 5.43.



Figura 5.43 Ensayo viga B02

Tanto la viga B02 como la viga B03 se ensayaron con la configuración de doble carga puntual, con la diferencia que la viga B03 fue testada con las cargas puntuales separadas 1.60 mts entre sí. Las configuraciones se detallan en las figuras 5.11d y 5.44.



Figura 5.44 Ensayo viga B03

Las vigas del grupo C se ensayaron con la misma configuración que las del grupo B, La diferencia consistió en el refuerzo interno, las vigas del grupo C fueron armadas de acuerdo con el armado interno del tipo VO1 como se muestra en la figura 5.3.

La viga C01 se ensayó de manera similar a la viga B01, esto es, dos apoyos y carga puntual al centro, tal como se muestra en la figura 5.45



Figura 5.45 Ensayo viga C01



Figura 5.46 Ensayo viga CO2

La configuración de carga de la viga CO2 fue similar al esquema de la viga B02, dos apoyos y dos cargas puntuales al centro del claro, separadas entre sí 1000 mm, tal como se muestra en la figura 5.46. Durante este ensayo, al momento de la falla, los laminados no se desprendieron al mismo tiempo, se fueron desprendiendo de manera escalonada uno tras de otro, primero un central después un lateral y finalmente el otro central seguido del último lateral.



Figura 5.47 Ensayo viga CO3

El ensayo CO3 se desarrolló de manera similar al CO2. Los laminados no se desprendieron de forma simultánea, primero se desprendieron dos y finalmente otros dos, cabe mencionar que la diferencia en tiempo fue pequeña, 2-3 seg.

En el apartado anterior se aclara que la fabricación de las vigas del grupo CG fue posterior a la fabricación de las vigas correspondientes a los grupos A, B y C, de manera tal que permitió reconfigurar los ensayos subsecuentes y usar una configuración de carga en cuatro puntos para todas las vigas del grupo CG que, recordemos, tienen una relación peralte/base igual a dos. En las nueve figuras anteriores y su correspondiente descripción, se resumen los ensayos correspondientes a las vigas planas; a partir de éste punto se inicia la descripción de los ensayos correspondientes a las vigas de canto del grupo CG, recordando que todas tienen las mismas características geométricas, mismo tipo de hormigón H36 e igual refuerzo interior, mostrados en las figuras 5.4 y 5.5.

El primer ensayo del grupo CG se realizó con el espécimen CG01 previamente reforzado externamente con un laminado CFRP adherido una longitud de 3200 mm, el proceso de carga se desarrolló con doble carga puntual centrada, separadas entre sí 1600 mm, tal como se muestra en la figura 5.48. La instrumentación mostrada en la figura antes referida se detalla en la figura 5.30.

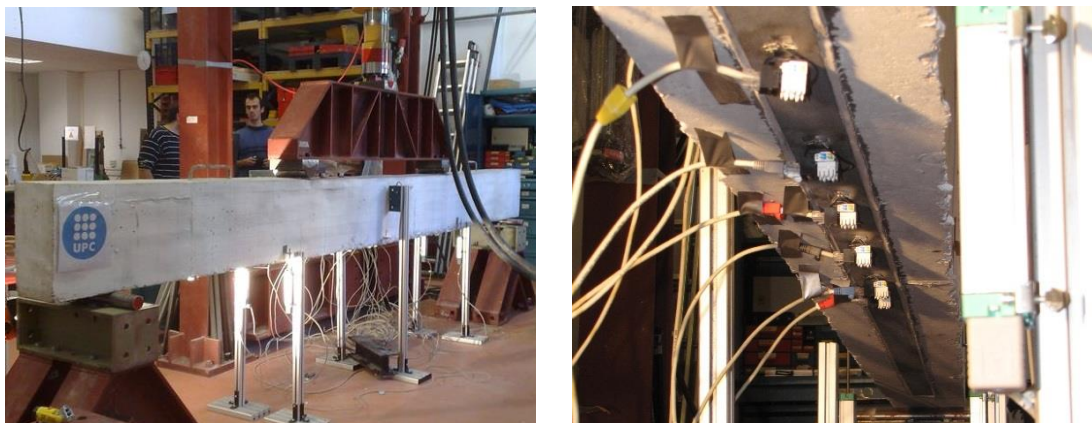


Figura 5.48 Ensayo viga CG01

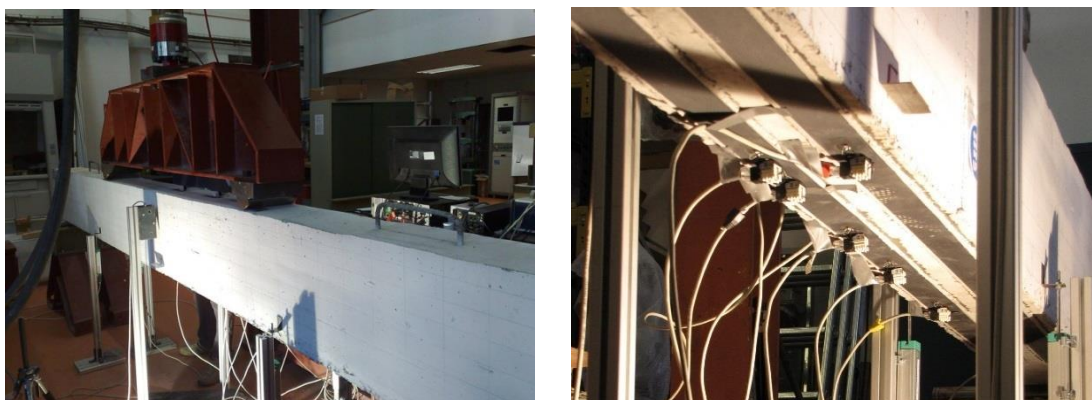


Figura 5.49 Ensayo viga CG02

Las primeras tres vigas CG01, CG02 y CG03 se ensayaron con la misma configuración de carga. La principal variante en los tres ensayos mencionados, estriba en el tipo de refuerzo exterior, colocando dos laminados en la viga CG02 (ver figura 5.49) y de igual forma en la viga CG03, pero, adicionando además refuerzo por cortante, tal como se muestra en la figura 5.50

La viga CG03 se reforzó con laminados adheridos externamente en ambas caras y en ambos extremos, orientados a 45° con respecto al horizontal y separados 400 mm entre sí. En la figura 5.32 se puede ver a detalle el refuerzo exterior así como la configuración de

carga empleada en el desarrollo del ensayo a la viga CG03. En los tres casos anteriores las vigas se instrumentaron de acuerdo con las figuras 5.30, 5.31 y 5.32.



Figura 5.50 Ensayo viga CG03

En el siguiente apartado del presente capítulo se detallará la comparación entre los refuerzos de éstas tres vigas CG01, CG02 y CG03 y la diferencia entre las cargas últimas resistentes. Al igual que sucede con las vigas CG01, CG02 y CG03, en el caso de las vigas CG04 y CG05 se configuraron de igual manera para poder comparar los resultados de los ensayos. En las figuras 5.51 y 5.52 se muestran los ensayos CG04 y CG05 con cargas centradas separadas entre si 1000 mm y reforzadas externamente con uno y dos laminados respectivamente.

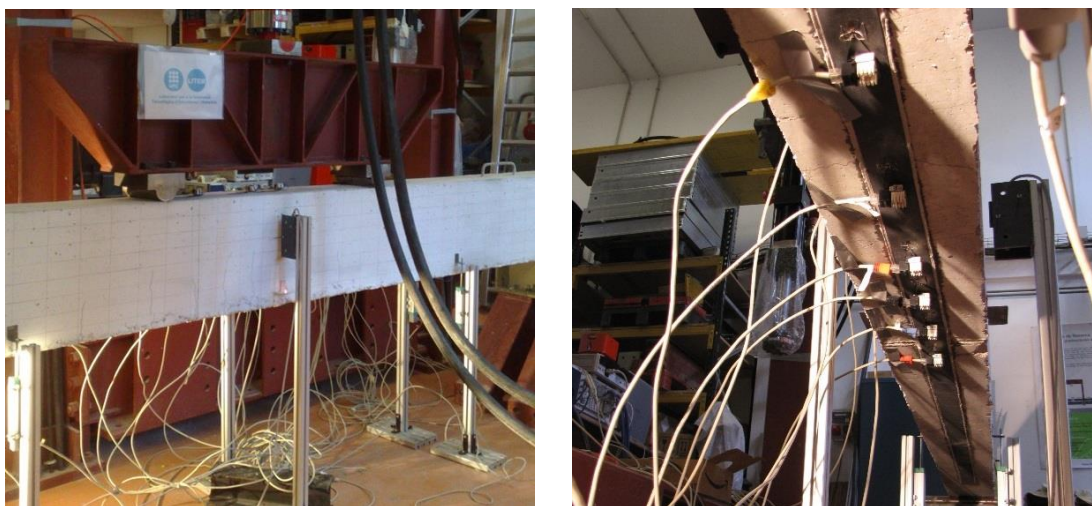


Figura 5.51 Ensayo viga CG04



Figura 5.52 Ensayo viga CG05

Al igual que en el caso de las vigas planas, para el grupo de vigas de canto fue necesario incluir una viga de control para tener la resistencia máxima sin refuerzo exterior. La viga de control fue denominada CG06 y se ensayó cargando a través de dos puntos centrales separados entre sí 1600 mm, tal como se muestra en la figura 5.53 y se le colocó la instrumentación básica mostrada en la figura 5.38 para obtener la deformada de la viga.

En el apartado 5.4 Resultados de los ensayos, se muestra la comparativa entre las primeras tres vigas contra la viga de control.



Figura 5.53 Ensayo viga CG06

Conforme se obtuvieron resultados de los ensayos CG01 al CG06 se tomó la decisión de reforzar las últimas tres vigas CG07, CG08 y CG09 montando laminas CFRP sobre una base rígida constituida en fibra de vidrio de manera que cubriera toda la cara de tracción de la viga.

En las figuras 5.54, 5.55 y 5.56 se muestran los ensayos correspondientes a las tres últimas vigas arriba mencionadas. El detalle de la configuración de cada ensayo puede observarse en las figuras 5.18, 5.19 y 5.20, así como la instrumentación colocada previo a cada ensayo puede verse en las figuras 5.35, 5.36 y 5.37.



Figura 5.54 Ensayo viga CG07

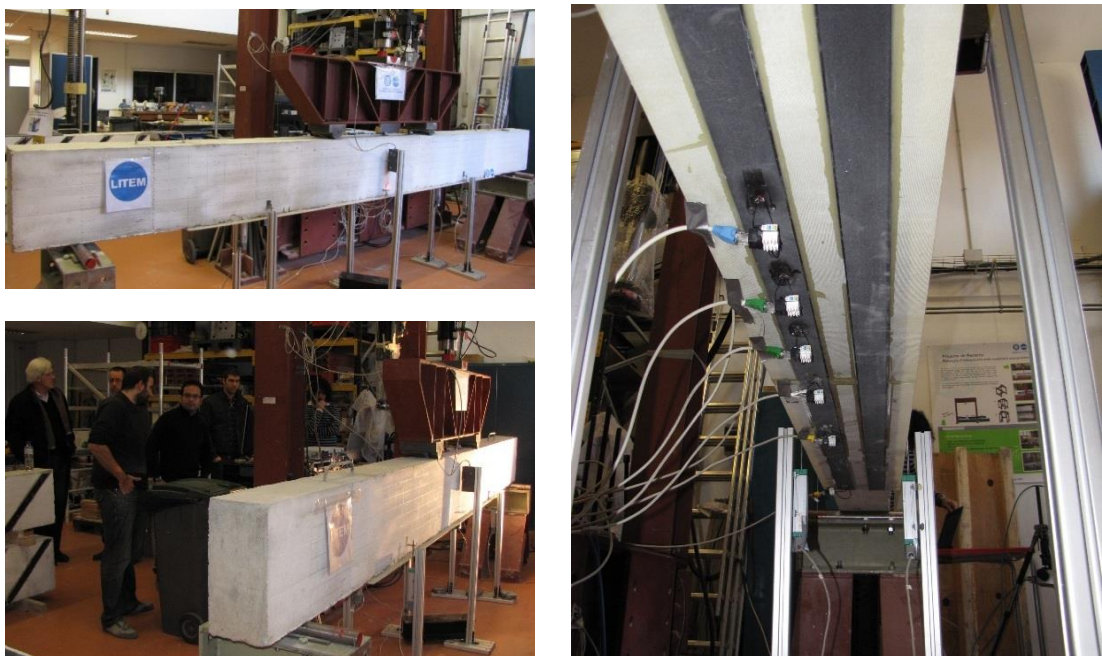


Figura 5.55 Ensayo viga CG08

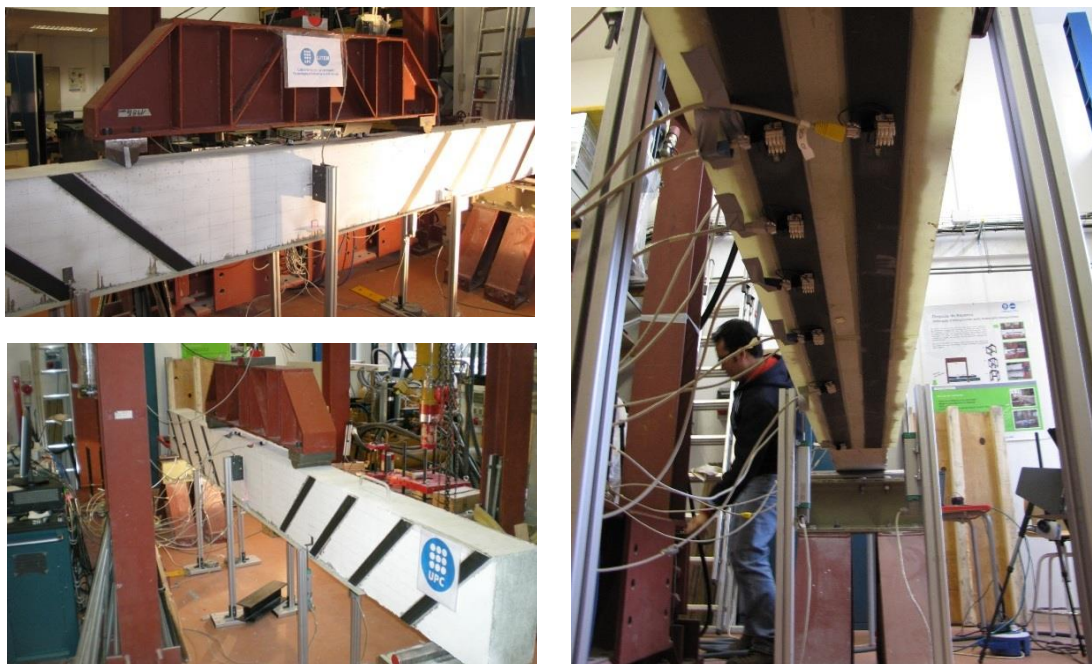


Figura 5.56 Ensayo viga CG09

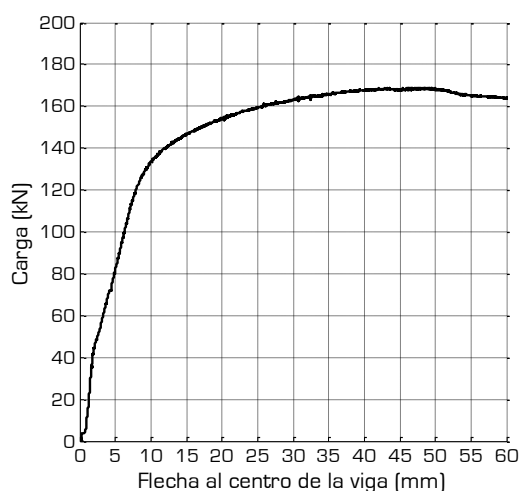
5.4 Resultados de los ensayos

Con los datos de carga, de desplazamientos en el centro de las vigas, y en función de los esquemas de carga adoptados para cada viga, es posible construir las relaciones carga - desplazamiento y momento - desplazamiento, mostradas en el siguiente apartado. se realiza también la comparación de porcentajes de incremento de resistencia entre las distintas vigas ensayadas.

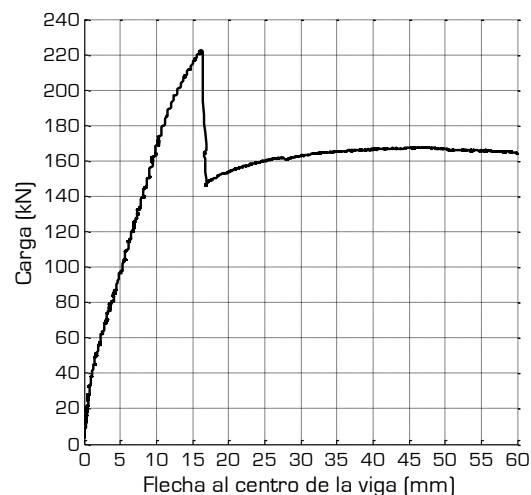
En el sub capítulo 5.4.2 se muestran las distribuciones de deformaciones a lo largo del laminado, obtenidas a partir de los datos de las galgas colocadas sobre el laminado; en algunos casos sobre la zona de fisura y en otras ocasiones colocadas entre dos fisuras adyacentes y comparándolas a diferentes niveles de carga.

5.4.1 Relaciones carga-desplazamiento

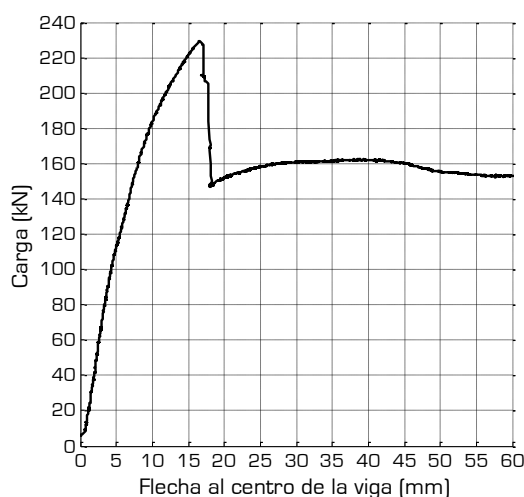
En todos los ensayos realizados se registró la carga aplicada de manera simultánea con los desplazamientos en los puntos mostrados en la figura 5.38, para tal fin se colocaron medidores de desplazamiento en los extremos de la viga y al $0.25L$, $0.50L$ y $0.75L$ (siendo L la longitud libre entre apoyos). En la figura 5.57 se muestran las relaciones entre la carga aplicada y el desplazamiento en el centro de la viga de los especímenes A01, A02 y A03, y una comparativa entre ellas.



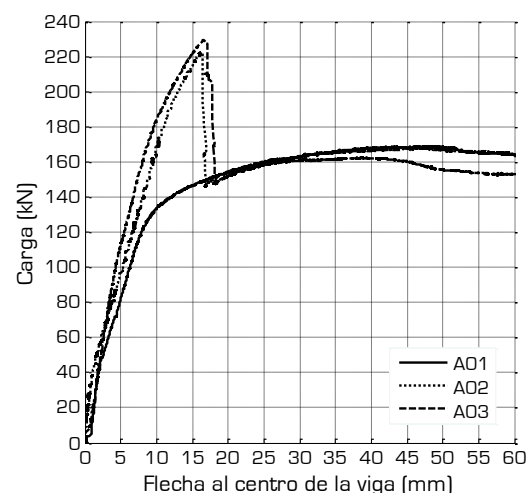
a) Viga A01.



b) Viga A02.



c) Viga A03.



d) Comparativa vigas A01, A02 y A03.

Figura 5.57 Curvas carga – desplazamiento máximo, vigas grupo A

La viga de control A01 falla cuando la carga alcanza el valor de 165 kN para una flecha máxima de 50 mm, en la figura 5.57 se observa el comportamiento de las vigas A01, A02 y A03, donde puede verse que la carga máxima promedio de las vigas A02 y A03 es de 225 kN para un desplazamiento correspondiente de 17.5 mm. Ahora bien, para ese punto de desplazamiento la viga de control alcanzó una carga máxima de 150 kN. En resumen, el incremento medio de carga portante que se alcanza al reforzar las vigas externamente con laminados de CFRP es del orden del 36%

Para las vigas del grupo B se usaron tres tipos diferentes de configuraciones de carga, por lo tanto es preferible compararlas entre sí a través de sus relaciones momento – desplazamiento en lugar de las curvas cargas – desplazamiento. De ésta manera en la

figura 5.58 se muestran las curvas momento – desplazamiento de todas las vigas del grupo B.

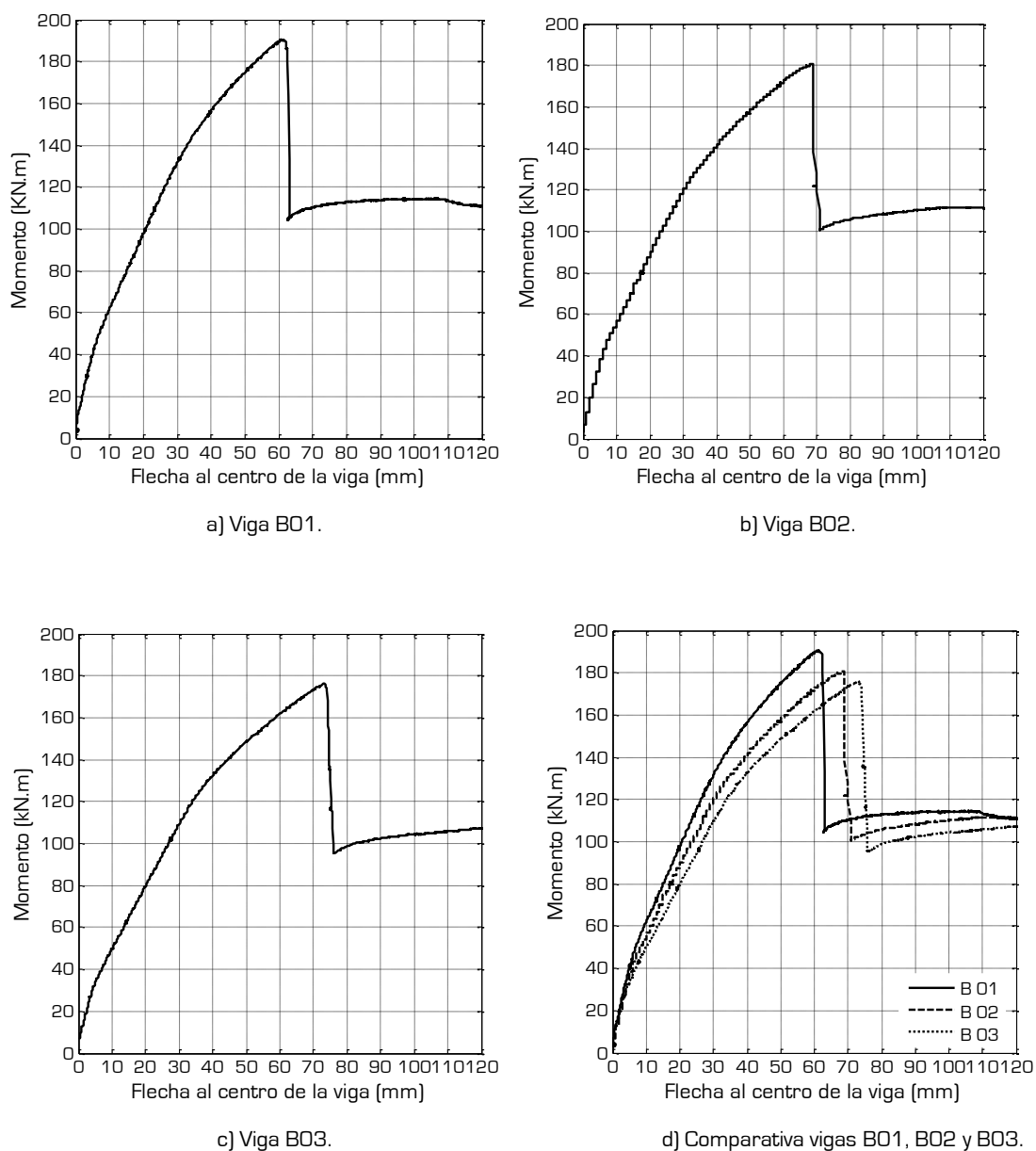


Figura 5.58 Curvas momento – desplazamiento máximo, vigas grupo B

La viga de control A01 falla cuando el momento flector alcanza el valor de 123.75 kN-m, en la figura 5.58 se observa el comportamiento de las vigas B01, B02 y B03, donde puede verse que el momento máximo de las vigas B01, B02 y B03 es de 190 kN-m, 180 kN-m y 175 kN-m respectivamente para un desplazamiento correspondiente de 63 mm, 70 mm y 75 mm respectivamente. Ahora bien, para ese punto de desplazamiento la viga de control alcanzó un momento máximo de 112.5 kN-m. El incremento de carga portante que se alcanza al reforzar las vigas del grupo B externamente con laminados de CFRP es del orden

del 54% para la viga B01, 45% para la viga B02 y 41% para la viga B03, en resumen el porcentaje medio de incremento en capacidad portante es del 47%.

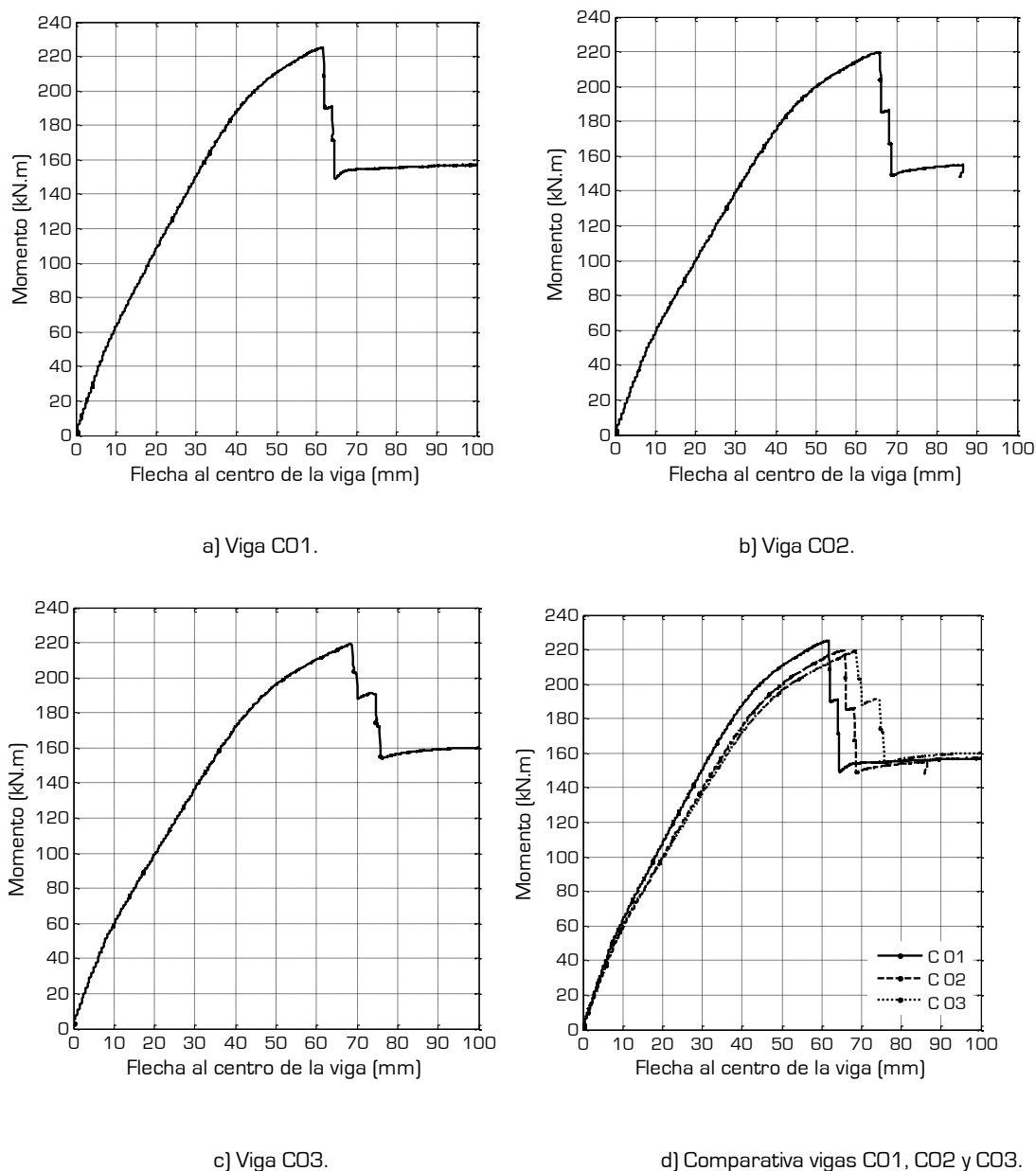


Figura 5.59 Curvas momento – desplazamiento máximo, vigas grupo C

En las vigas del grupo C no se ensayó viga de control alguna, sin embargo, de la figura 5.59a – 5.59c puede observarse que el momento máximo portante de una viga sin refuerzo sería del orden de 160 kN-m, en la figura 5.59 se observa el comportamiento de las vigas C01, C02 y C03, donde puede verse que el momento máximo de las vigas C01, C02 y C03 es de 225 kN-m, 220 kN-m y 220 kN-m respectivamente para un desplazamiento correspondiente de 62 mm, 67 mm y 72 mm respectivamente. El incremento de carga portante que se alcanza al reforzar las vigas del grupo C

externamente con laminados de CFRP es del orden del 41% para la viga CO1, 37.5% para la viga CO2 y 37.5% para la viga CO3, en resumen el porcentaje medio de incremento en capacidad portante es del 38.7%.

Las vigas de canto del grupo CG se reforzaron de diversas maneras y la configuración de carga empleada fue de cuatro puntos con la distancia variable entre cargas puntuales, por éstas razones, se realiza la comparación del comportamiento en función de las relaciones momento – desplazamiento central.

En las figuras 5.60 a la 5.68 se muestra el comportamiento a flexión de las vigas correspondientes al grupo CG.

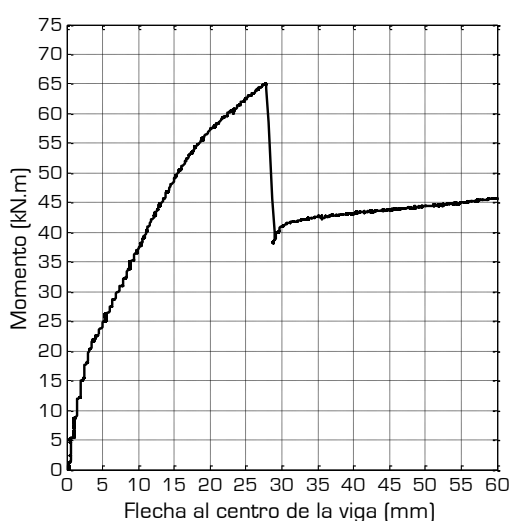


Figura 5.60 Viga CG01

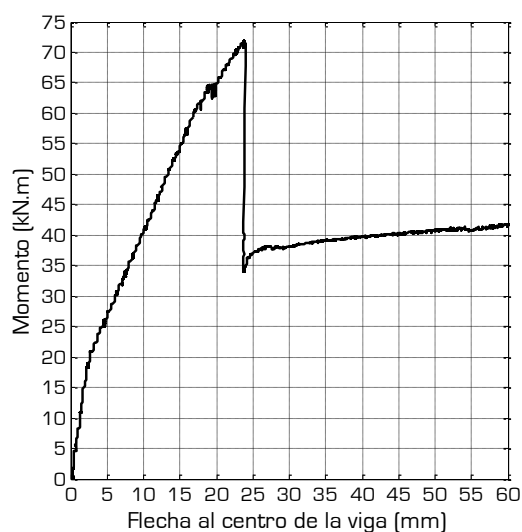


Figura 5.61 Viga CG02

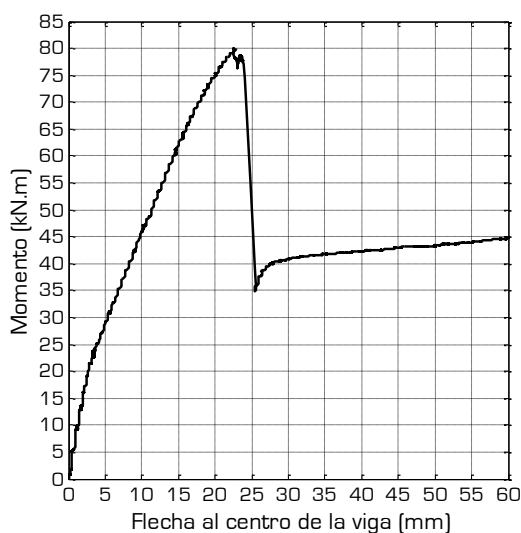


Figura 5.62 Viga CG03

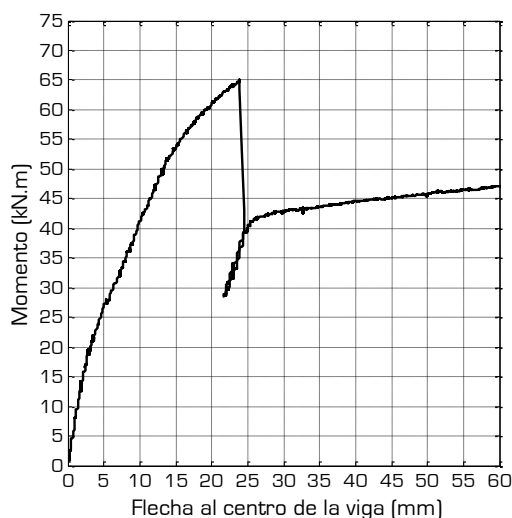


Figura 5.63 Viga CG04

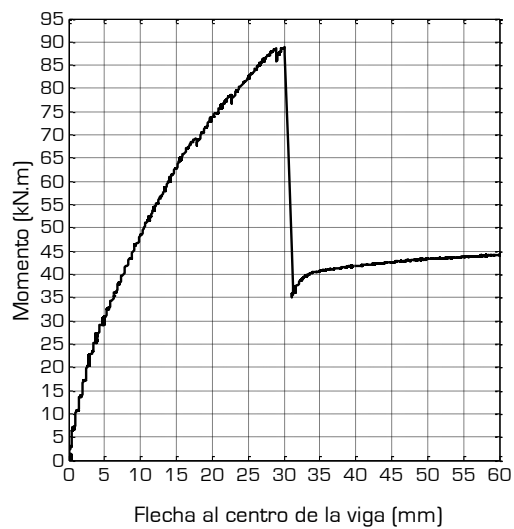


Figura 5.64 Viga CG05

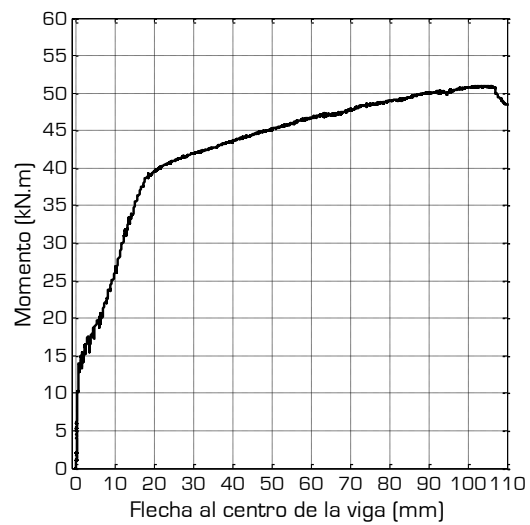


Figura 5.65 Viga CG06

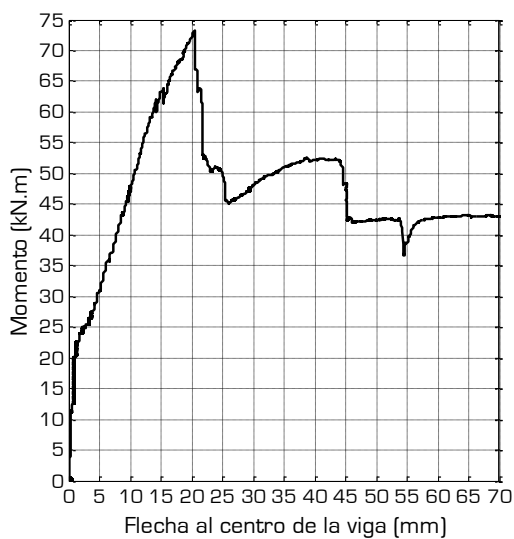


Figura 5.66 Viga CG07

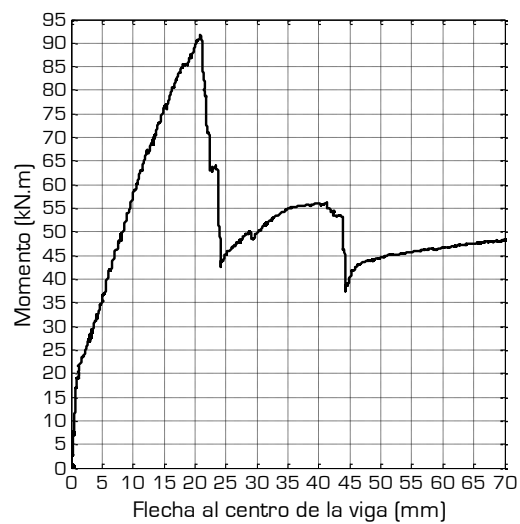


Figura 5.67 Viga CG08

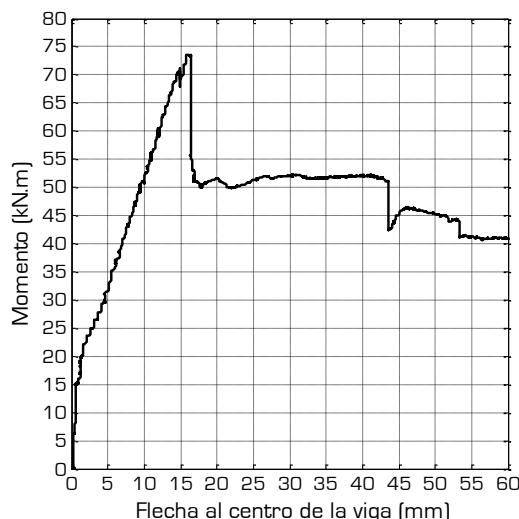


Figura 5.68 Viga CG09

Ahora, comparando el comportamiento de las vigas CG01, CG02 y CG03 usando como base la viga CG06, se pueden construir las curvas mostradas en la figura 5.69.

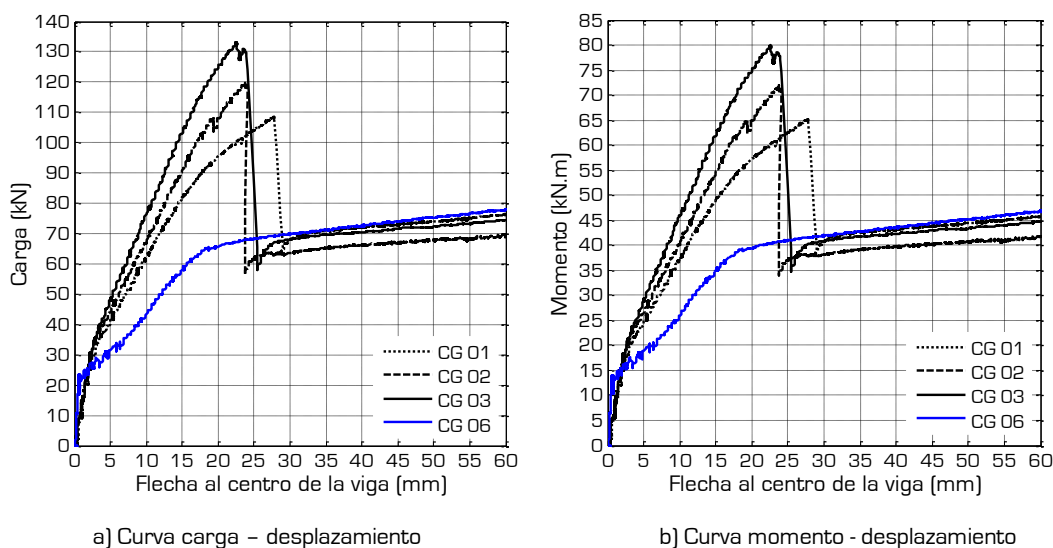


Figura 5.69 Comparativa de las Vigas CG01, CG02, CG03 y CG06

De la información mostrada en la figura 5.69 se obtiene que la viga CG06 sin refuerzo externo soporta una carga máxima de 80 kN y un momento flector máximo correspondiente de 48 kN-m, a partir de éstos datos base podemos comparar la carga portante de las vigas CG01 (reforzada externamente con un laminado), CG02 (reforzada externamente con dos laminados) y CG03 (reforzada con dos laminados y refuerzo adicional por cortante), que alcanza los valores siguientes 107.5 kN, 120 kN y 132.5 kN respectivamente; estos valores de carga máxima alcanzada por las vigas correspondientes

denotan un incremento de capacidad portante del orden de 34%, 50% y 66% respectivamente.

En la figura 5.70 se compara el comportamiento de las vigas CG01 y CG07 ambas ensayadas con la misma configuración de carga, dos cargas puntuales centradas separadas 1600 mm y con un laminado adherido externamente, con la diferencia de que en la viga CG07 el laminado de CFRP fue adherido previamente sobre un laminado de fibra de vidrio que incrementaba hasta el 100% el área de contacto con el hormigón.

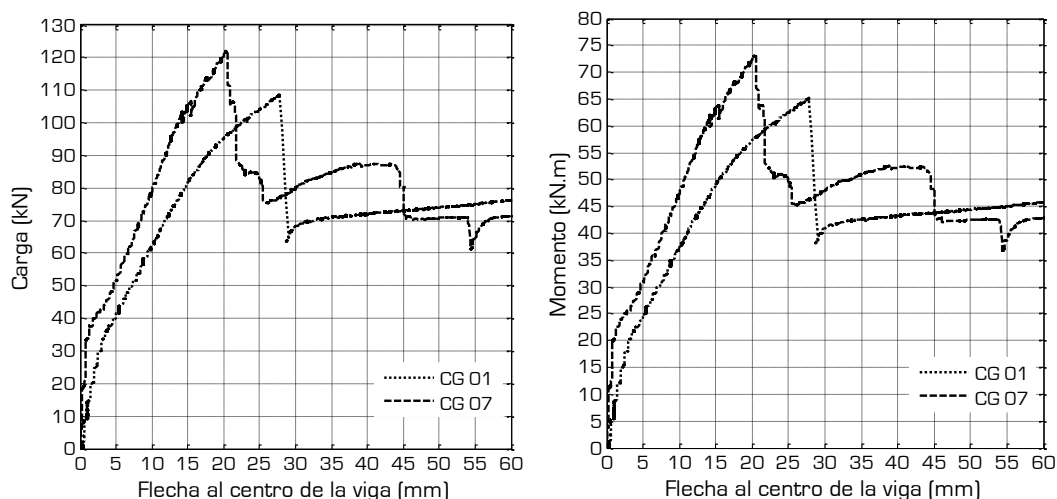


Figura 5.70 Comparativa de las Vigas CG01 y CG07

De esta manera, la viga CG07 alcanza una carga máxima portante de valor 122.5 kN y un momento máximo resistente de 73.5 kN.m. que comparado con la viga CG01 que presenta un incremento del 34%, provee a la viga de un incremento del 53%. Se observa claramente que el valor de 122.5 kN corresponde a la carga última por cortante que resiste el armado interno de las vigas CG (120 kN para CG02 y 122.5 kN para CG07), el cuál se ha visto superado únicamente en el caso de la viga CG03 que tiene refuerzo externo para cortante. Más adelante compararemos a la viga CG09 que también fue reforzada externamente para incrementar su resistencia para fuerza cortante.

5.4.2 Distribución de deformaciones a lo largo de los laminados

Todas las vigas se instrumentaron con galgas extensométricas colocadas sobre los laminados y los datos obtenidos se sincronizaron con los correspondientes a la carga aplicada, de ésta manera se obtienen las siguientes curvas.

Las vigas A02 y A03 están instrumentadas de la misma forma y fueron ensayadas con la misma configuración y los resultados en capacidad de carga portante fueron muy cercanos entre sí, de igual manera ocurre con la distribución de deformaciones, por lo tanto, en la figura 5.71 se muestra el comportamiento característico de las deformaciones.

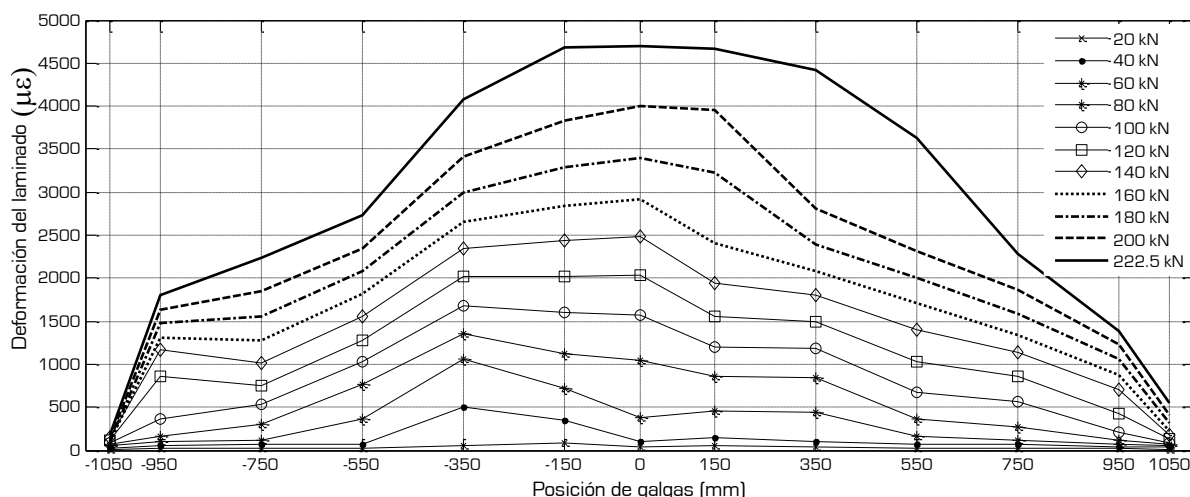


Figura 5.71 Curva Carga – deformación [galgas colocadas sobre fisuras], Viga A02

Las vigas del grupo B fueron instrumentadas de diversas maneras y ensayadas con configuración de tres puntos para la viga B01 y configuración de cuatro puntos para las vigas B02 y B03.

Por otra parte, en la viga B01 se colocaron galgas tanto sobre las fisuras como al centro de la distancia entre fisuras consecutivas; a partir de la primera configuración de colocación de galgas, se obtiene la figura 5.72 a), donde se muestra la distribución de deformaciones a lo largo del laminado instrumentado, y en la figura 5.72 b) se muestran los datos obtenidos de las galgas adheridas al laminado colocadas entre fisuras.

Las vigas B02 y B03 fueron instrumentadas con galgas adheridas sobre los laminados haciéndolas coincidir con la ubicación de las fisuras que se desarrollaron en las vigas durante el procedimiento de precarga.

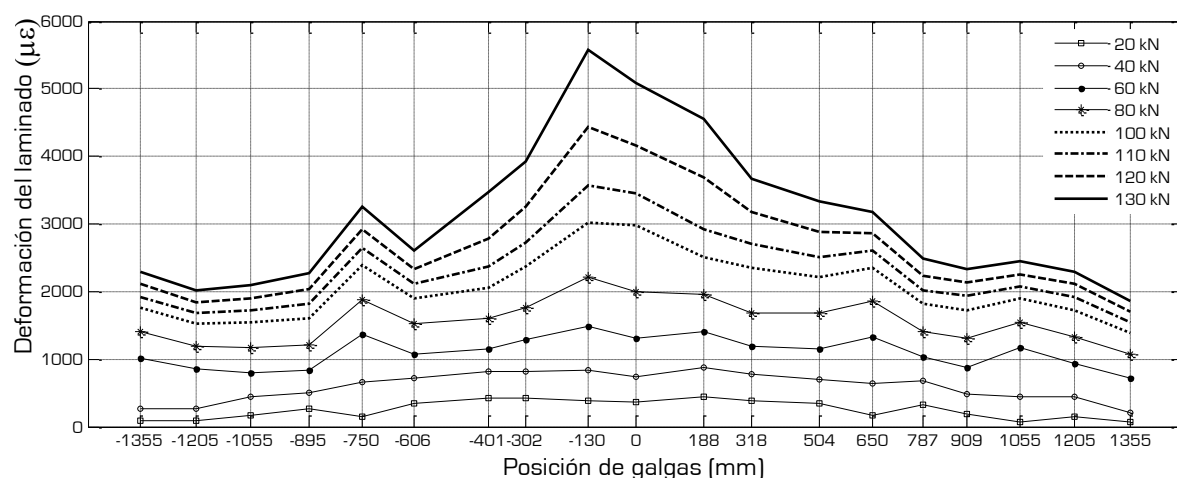


Figura 5.72 a) Curva Carga – deformación [galgas colocadas sobre fisuras], Viga B01

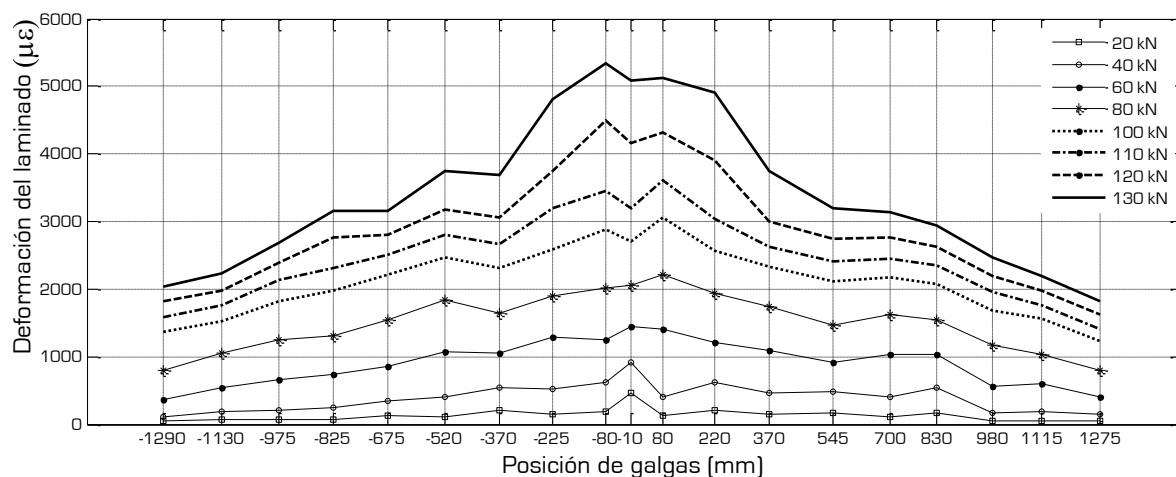


Figura 5.72 b) Curva Carga – deformación [galgas colocadas entre fisuras], Viga B01

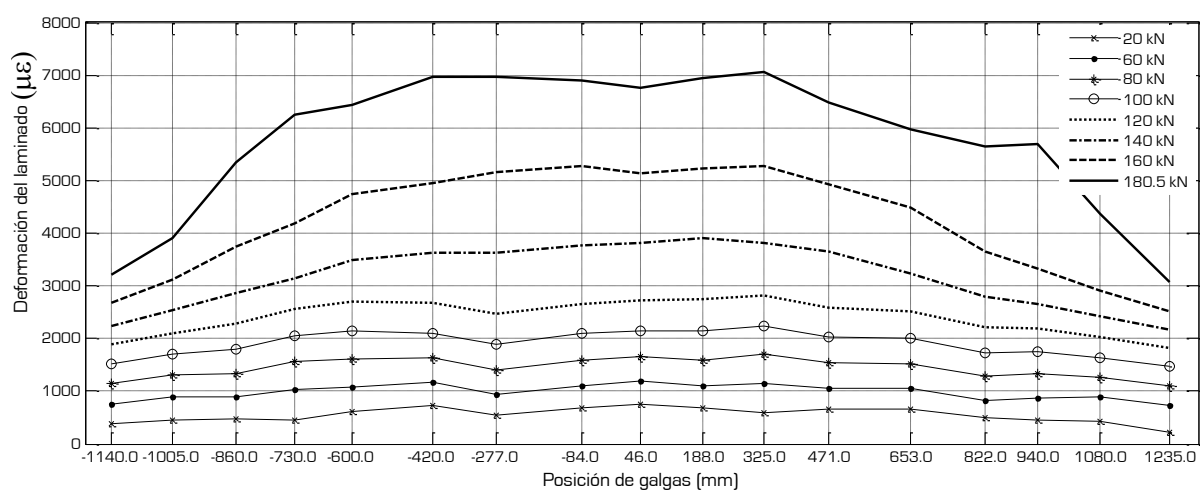


Figura 5.73 Curva Carga – deformación [galgas colocadas sobre fisuras], Viga B02

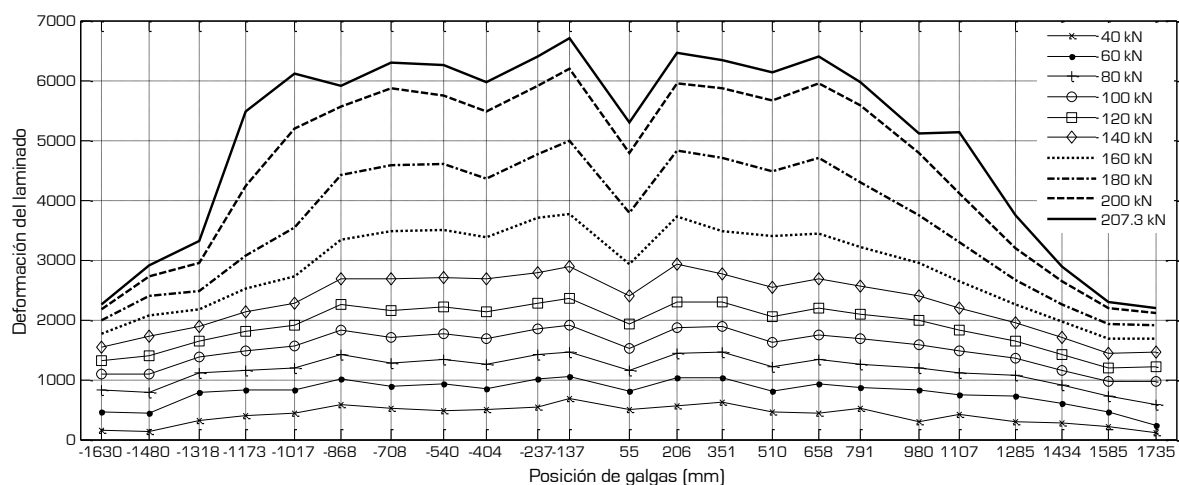


Figura 5.74 Curva Carga – deformación [galgas colocadas sobre fisuras], Viga B03

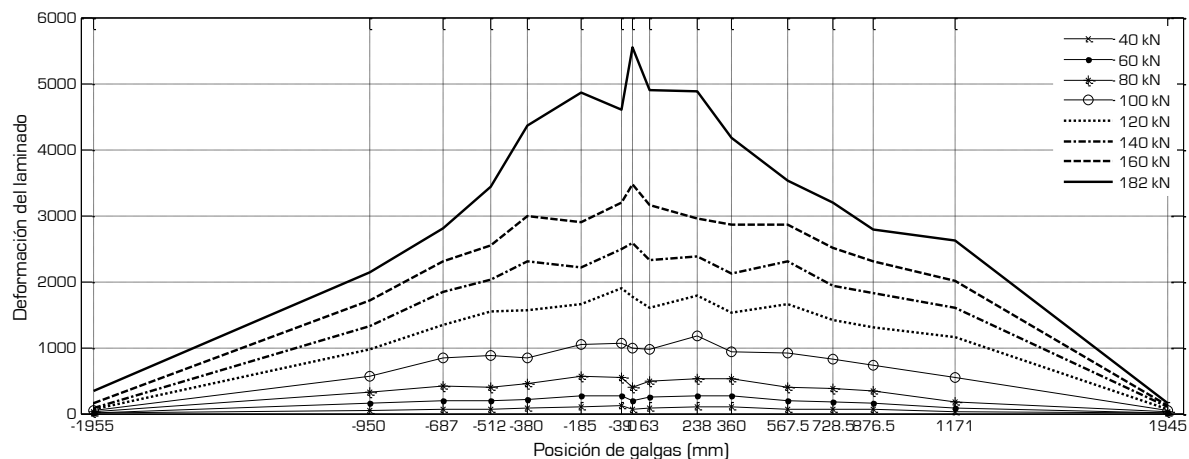


Figura 5.75 Curva Carga – deformación [galgas colocadas sobre fisuras], Viga C01

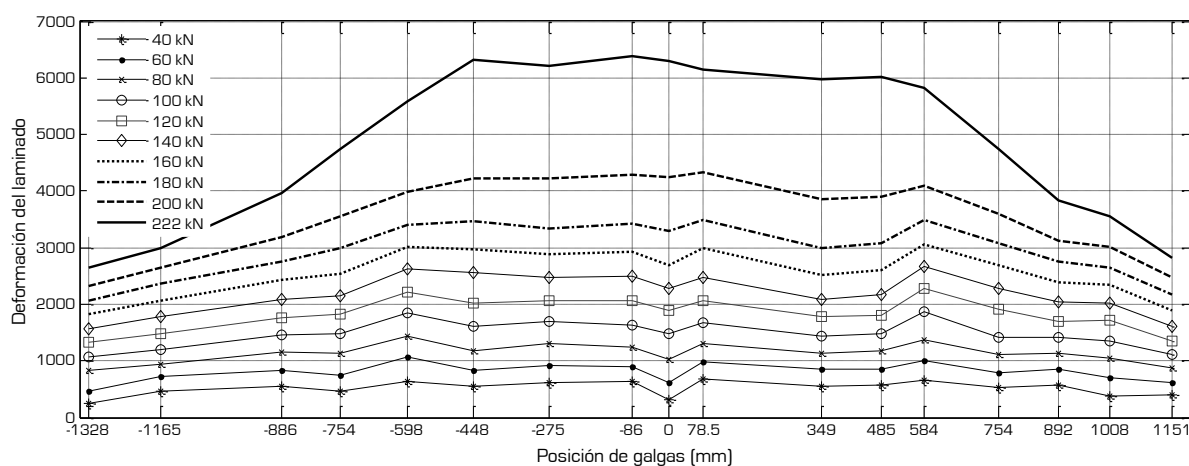


Figura 5.76 Curva Carga – deformación [galgas colocadas sobre fisuras], Viga C02

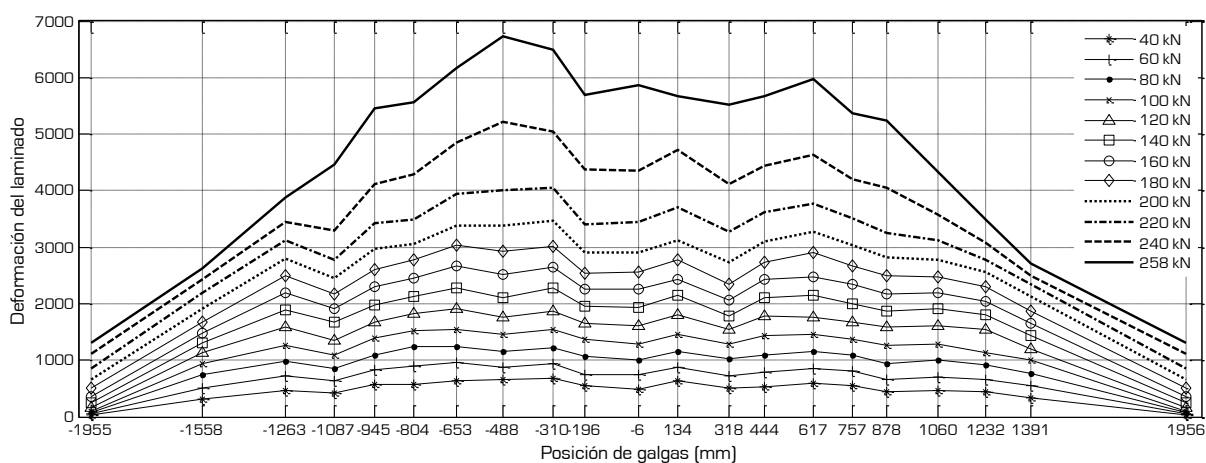


Figura 5.77 Curva Carga – deformación [galgas colocadas sobre fisuras], Viga C03

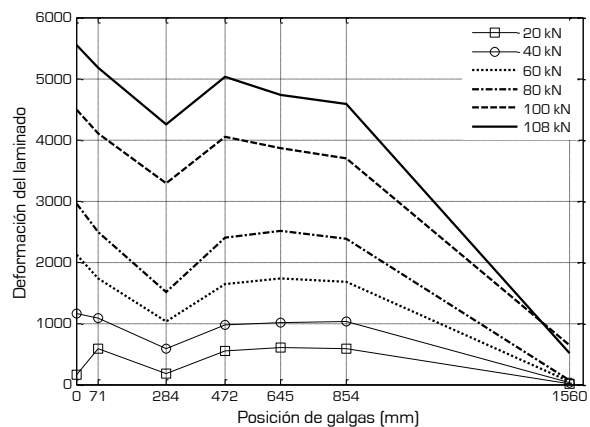


Figura 5.78 Curva Carga – deformación Viga CG01

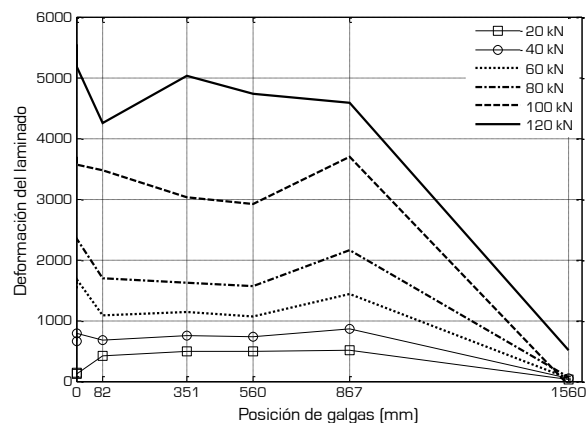


Figura 5.79 Curva Carga – deformación Viga CG02

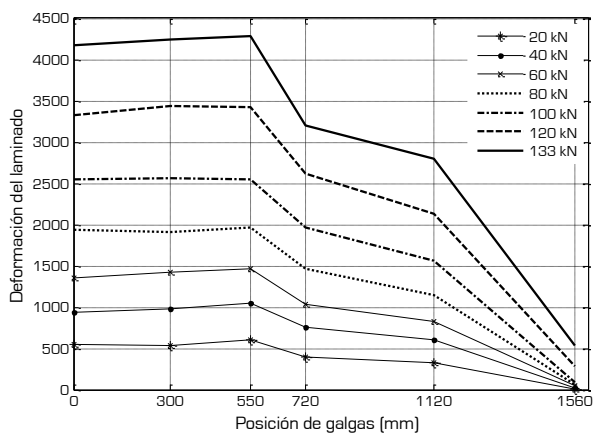


Figura 5.80 Curva Carga – deformación Viga CG03

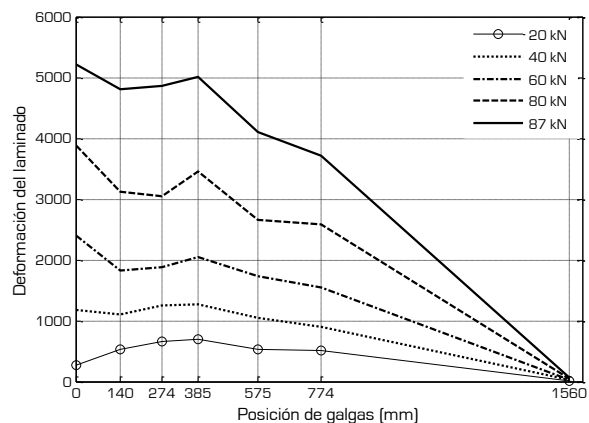


Figura 5.81 Curva Carga – deformación Viga CG04

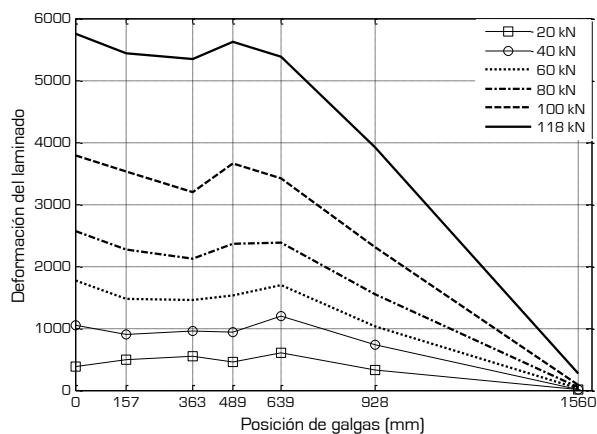


Figura 5.82 Curva Carga – deformación Viga CG05

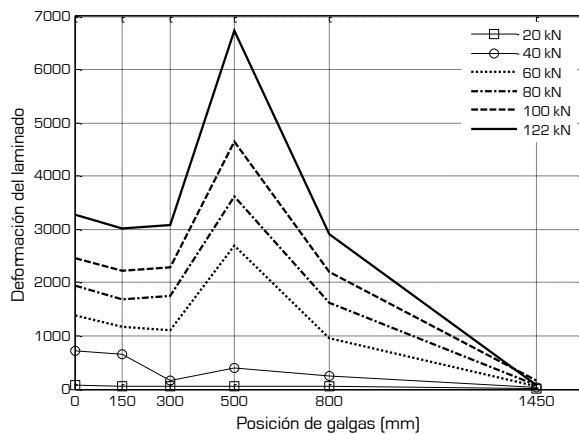


Figura 5.83 Curva Carga – deformación Viga CG07

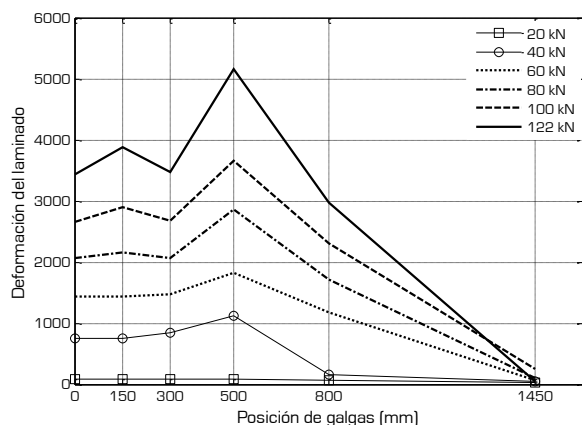


Figura 5.84 Curva Carga – deformación Viga CG08

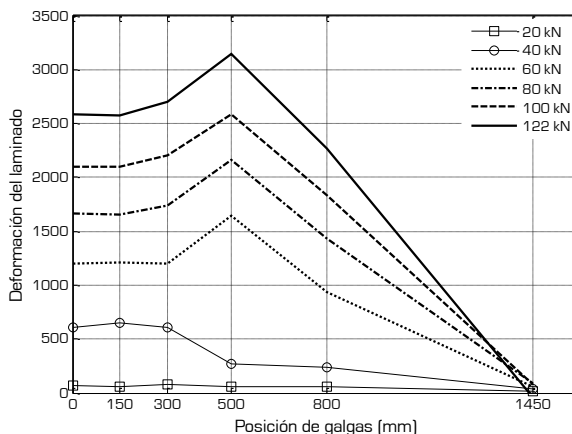


Figura 5.85 Curva Carga – deformación Viga CG09

5.5 Tipos de falla

La viga de control AD1 se ensayó y falla por flexión apareciendo grietas verticales a una separación media aproximada de 14 cm a partir del centro del claro libre en donde se presenta el momento actuante máximo. Al no alcanzar la carga de falla por cortante no se presentan grietas inclinadas en la zona central o en los extremos apoyados.



Figura 5.86 Tipo de falla en ensayo de viga de control AD1

La viga AD2 se ensayó y falló por flexión al igual que la viga AD1, apareciendo fisuras en la zona central cercana a los puntos de aplicación de la carga y momento máximo, la aparición de fisuras provoca el inicio del desprendimiento de los laminados a partir del centro hacia los extremos de manera simétrica – mínima diferencia en los registros de deformaciones a ambos lados de la viga – arrancando una capa de hormigón de entre 1.5 y 2 mm.



Figura 5.87 Tipo de falla en ensayo de viga A02

La separación media entre fisuras fue de aproximadamente 13.8 mm.

La viga A03 se ensayó y al igual que las dos anteriores del mismo grupo presentó falla por flexión con un patrón de aparición de fisuras muy similar con separación media de 13.5 mm. El desprendimiento de los laminados inició en la zona central de la viga y se extendió hacia los extremos arrancando una capa fina de hormigón de entre 1.5 y 2 mm.

En general, las tres vigas pertenecientes al grupo A fallaron de la misma manera, falla por desprendimiento provocada por aparición de fisuras de flexión en la zona de máximo momento actuante.



Figura 5.88 Tipo de falla en ensayo de viga A03

El grupo B de vigas fue ensayado de forma similar al grupo A, con las diferencias ya señaladas en el apartado 5.2 y 5.3.

La viga B01 falló por flexión al presentarse fisuras en la zona central de la viga a partir de las cuales se inició el desprendimiento de los laminados en dirección de los extremos libres arrancando en el proceso una capa de hormigón de espesor aproximado de 2 mm

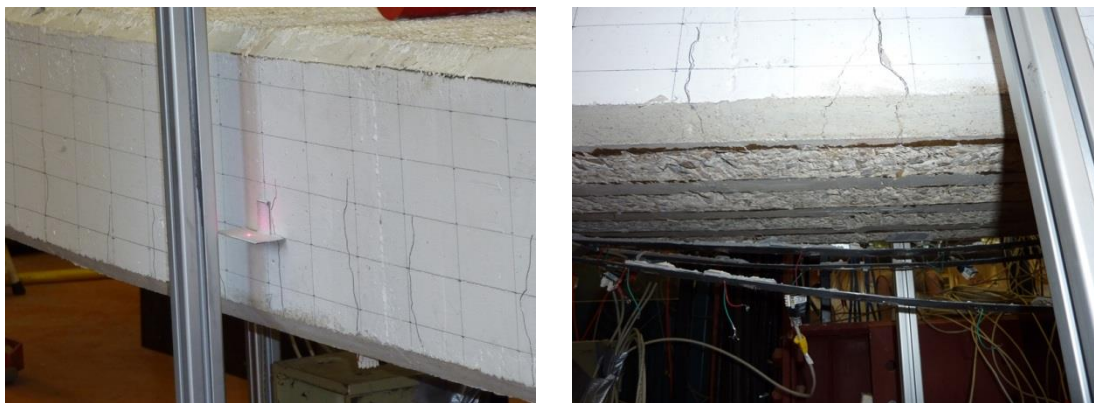


Figura 5.89 Tipo de falla en ensayo de viga B01

La viga B02 se ensayó con dos cargas puntuales centrales y el fallo se inició en la zona central de la viga al aparecer fisuras verticales provocando el desprendimiento de los laminados arrancando en el proceso una capa de hormigón de aproximadamente 2 mm.



Figura 5.90 Tipo de falla en ensayo de viga B02

En la figura 5.90 puede observarse como el hormigón adyacente al laminado se fragmenta al momento de la falla.

La viga B03 se ensayó y falló por flexión, previa aparición de fisuras en el centro de la viga y posterior desprendimiento de los laminados.



Figura 5.91 Tipo de falla en ensayo de viga B03

Las vigas B01, B02 y B03 fallaron de forma similar entre ellas con la diferencia de que las vigas B02 y B03 fallaron de forma intempestiva arrancando los cuatro laminados prácticamente al mismo tiempo desprendiendo fragmentos del hormigón y arrancando una capa del mismo de espesor medio de 4 mm, mayor al reportado en las vigas del grupo A.

El tercer grupo de vigas ensayadas fue el grupo C, el cuál está formado por vigas similares a las del grupo B con la única diferencia en el refuerzo interior, mayor al de las vigas del grupo B.

Durante el ensayo de la viga C01 aparecieron fisuras verticales provocadas flexión máxima en el centro de la viga. Posterior a la aparición de las fisuras, los laminados se desprendieron súbitamente sin hacer daño a la capa subyacente de hormigón, dañando la capa del adhesivo y deslizándose sobre de ella, tal como se muestra en la figura 5.92.



Figura 5.92 Tipo de falla en ensayo de viga C01

En el ensayo C02, previo a la falla aparecieron fisuras provocadas por flexión en la parte media de la viga provocando que los laminados se desprendieran deslizando sobre la zona del adherente dañándolo tan sólo de manera local fragmentándolo y desprendiéndole con restos de hormigón, tal como se muestra en la figura 5.93.



Figura 5.93 Tipo de falla en ensayo de viga C02

La viga C03 se ensayó de manera similar a la C02 y el tipo de fallo también correspondió a una falla por flexión con desprendimiento por deslizamiento de los laminados sobre el material adhesivo dañándolo localmente en las zonas de aparición de fisuras, tal como se muestra en la figura 5.94.



Figura 5.94 Tipo de falla en ensayo de viga C03

Las tres vigas pertenecientes al grupo C tenían un armado interior superior al de las vigas del grupo B, ante lo cual era de esperarse fallaran ante una carga mayor pero con una diferencia menor entre carga portante sin refuerzo exterior y carga máxima resistente con refuerzo exterior, tal como ocurrió.

Al incrementar la carga resistente se incrementó la tensión rasante en la interface laminado – adhesivo – hormigón, presentándose la falla en la interface laminado – adhesivo, arrancando localmente fragmentos de hormigón cercanos a la zona de fisuración intermedia, así que la falla también inicia por fisura intermedia provocada por flexión.

Las vigas del grupo CG se ensayaron posteriormente a las vigas de los grupos A, B y C. En todos los ensayos de las vigas CG fue posible usar una cámara de alta velocidad para intentar capturar el momento preciso de la falla, ¿por qué “intentar”? , respuesta, porque es posible la falla se presente en el centro de la viga, en el extremo derecho apoyado o en el extremo izquierdo apoyado o en otra zona final de los laminados. Así que se intentó anticipar la zona de aparición de falla y en ese punto se colocó la cámara de alta velocidad y en los casos en que fue posible, se capturo el tipo de falla que se muestra en algunas de las figuras indicadas más adelante.

La viga CG01 se ensayó con doble carga puntual centrada y previo a la falla se presentaron fisuras verticales por flexión en la zona central que provocaron el desprendimiento por deslizamiento del laminado, tal como se muestra en la figura 5.95 a), deslizándose el laminado de izquierda hacia el centro de la viga.

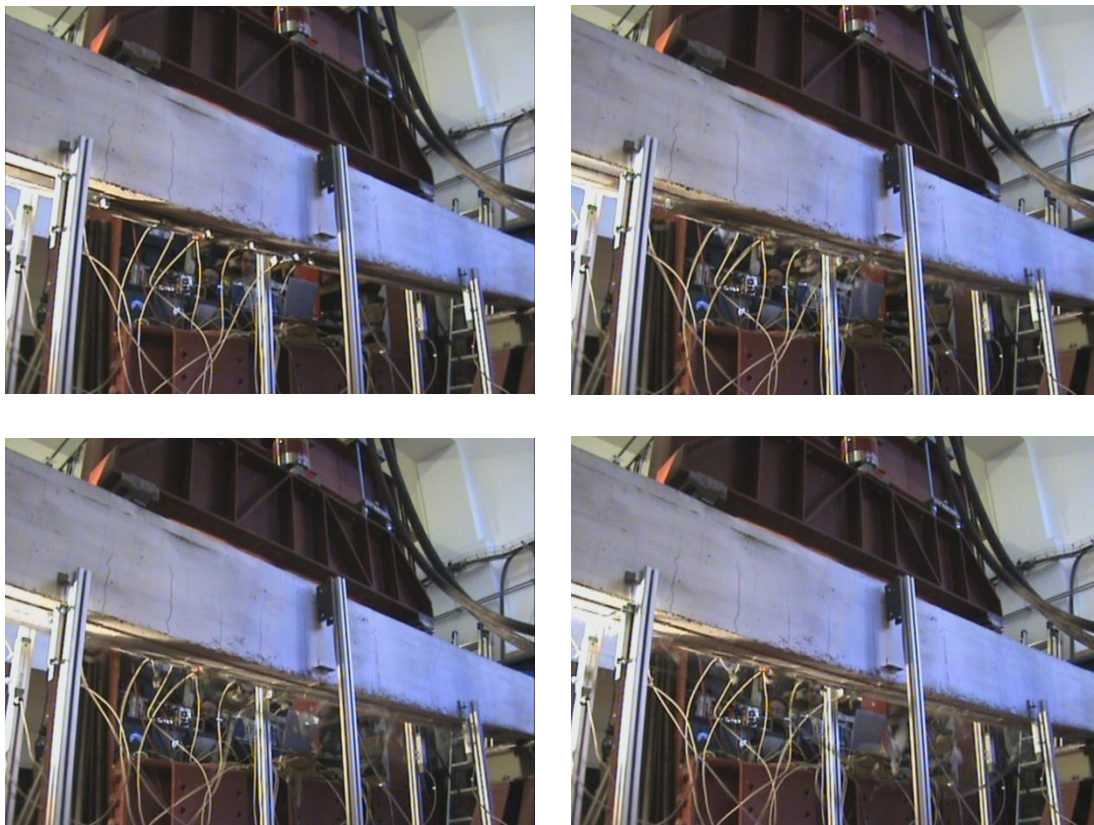


Figura 5.95 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG01

En la serie de fotogramas mostrados en la figura 5.95 b) se aprecia el deslizamiento del laminado en cámara lenta, sucediendo éste deslizamiento en una fracción de 0.5 microsegundos y en tan solo un cuarto de segundo el laminado ya estaba por los aires totalmente libre de fragmentos de hormigón, tal como se aprecia en el último fotograma de la serie.

El hormigón tan sólo presenta daño de manera localizada en las zonas cercanas a las fisuras y con mayor énfasis en las fisuras formadas en la zona central de la viga, correspondiente a la zona de mayor momento flector aplicado.

En la figura 5.95 c) se ve claramente el patrón de falla repetido en cada fisura formada, dañándose el adherente junto con el hormigón en ésta zona y quedando intacto el adherente en la zona entre fisuras.



(1)



(2)



(3)



(4)



(5)



(6)



(7)



(8)



(9)



(10)

Figura 5.95 b) Tipo de fallo en ensayo viga CGO1 (cámara de alta velocidad)



Figura 5.95 c) Tipo de falla en ensayo de viga CGO1 (detalle)

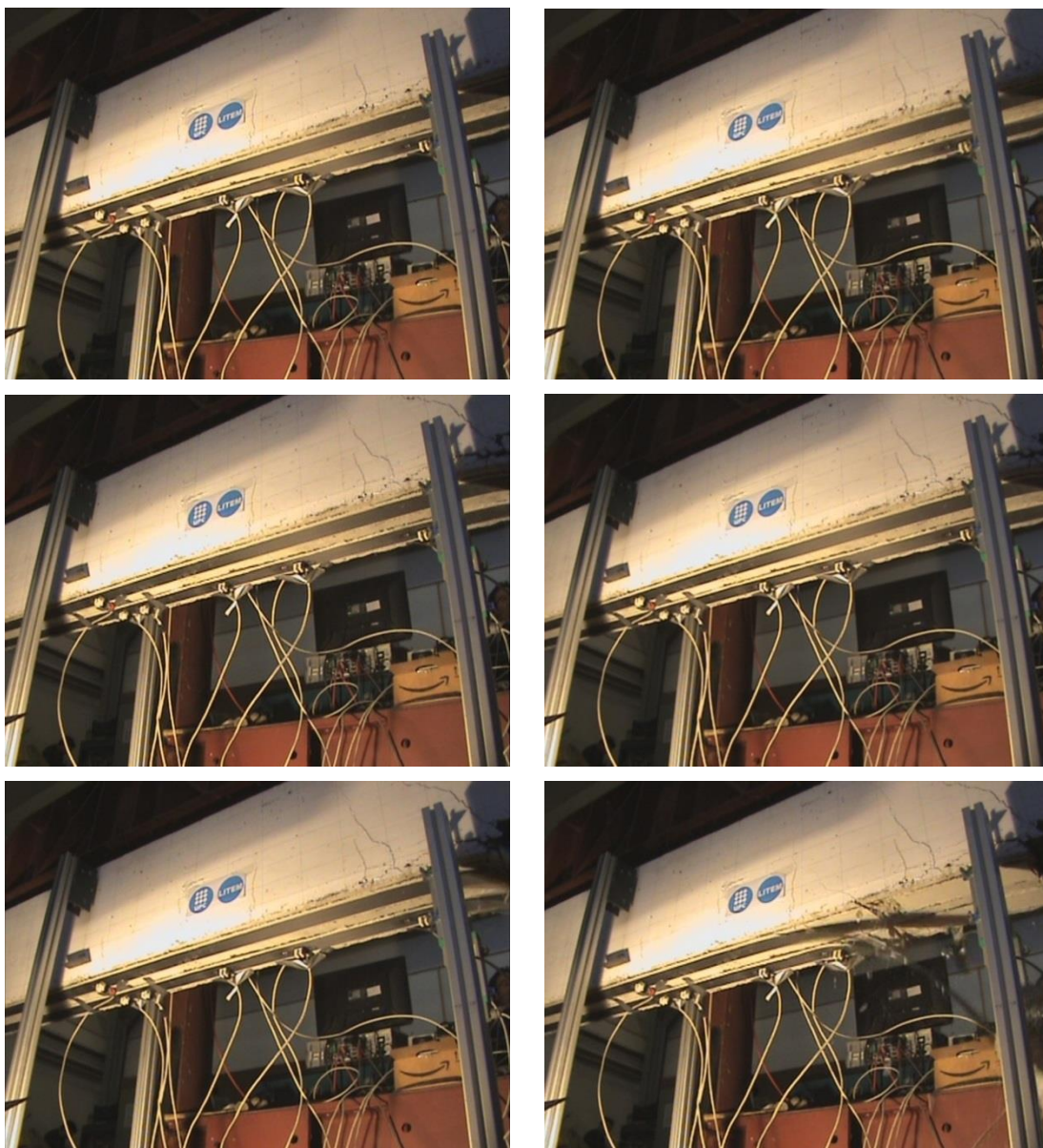


Figura 5.96 a) Tipo de falla en ensayo de viga CGO2



Figura 5.96 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG02 (detalle)

La falla registrada en la viga CG02 se inicia con aparición de fisuras provocadas por cortante que inician el desprendimiento de los laminados a partir de la zona de aplicación de una de las cargas puntuales y extendiéndose en dirección del extremo libre del laminado, tal como se muestra en la secuencia de fotogramas de la figura 5.96 a). Debido a la colocación de la cámara no se parecía en el mismo cuadro el fragmento de hormigón desprendido en el extremo final del laminado, sin embargo, es posible observarlo en los fotogramas de la figura 5.96 b) obtenidos al finalizar el ensayo.

La viga CG03 se ensayó posterior a la viga CG02 y fue preparada para incrementar su resistencia a cortante, obteniéndose una carga última resistente mayor a la de la viga CG02. Sin embargo a pesar del refuerzo exterior a cortante que se observa en al figura 5.97 a), la falla ocurrió por cortante, provocando fisuras inclinadas en la zona de máximo cortante constante.

La secuencia obtenida con la cámara de alta velocidad muestra la aparición de las primeras dos fisuras por cortante, presentadas en la figura 5.97 a).

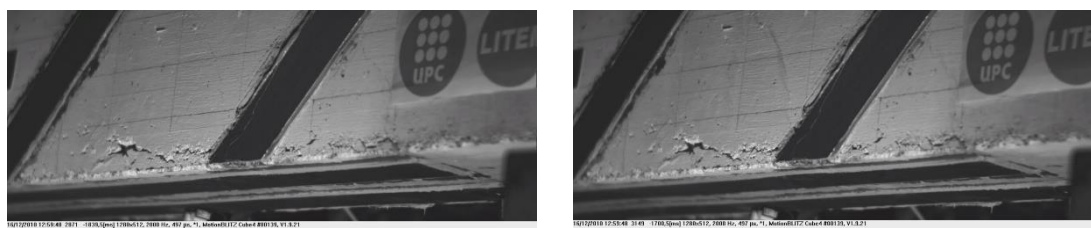


Figura 5.97 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG03

En los fotogramas presentados en la figura 5.97 b) se observa el patrón de falla similar al de la viga CG 02. Nota: la primera fotografía colocada en la parte superior izquierda fue tomada posterior a la falla por cortante, razón por la cual aparecen grietas verticales en el centro de la viga.



Figura 5.97 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG03 (detalle)

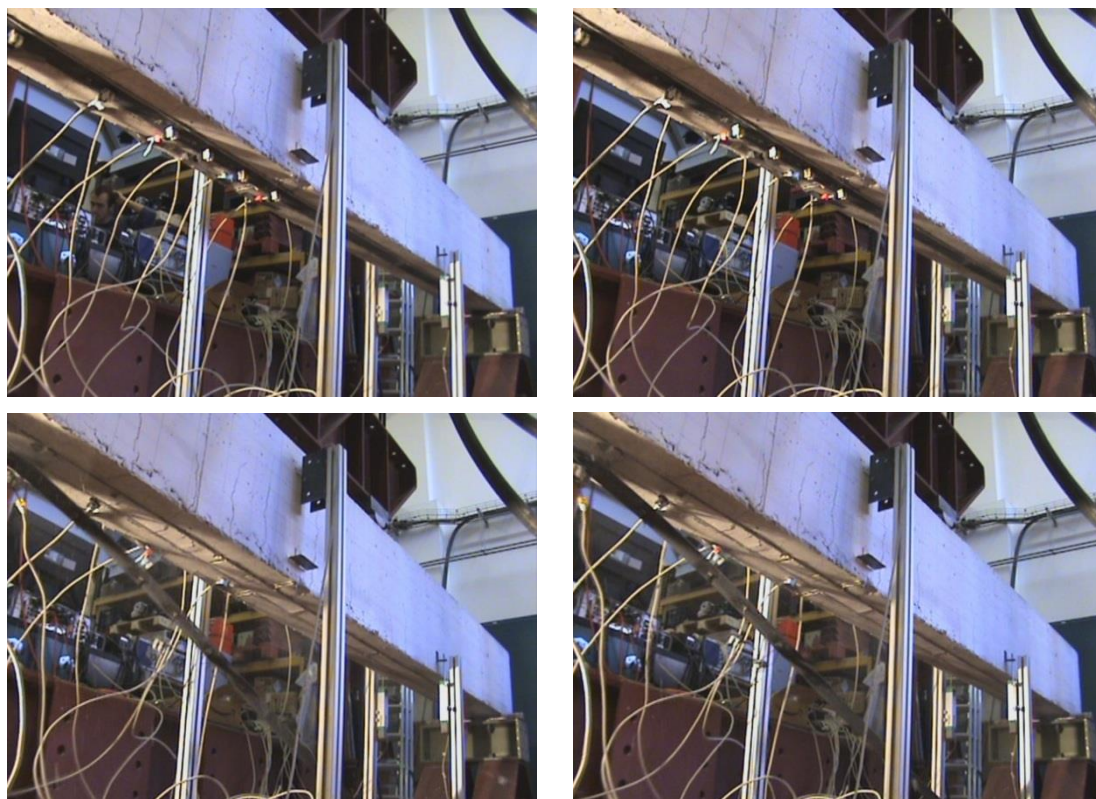
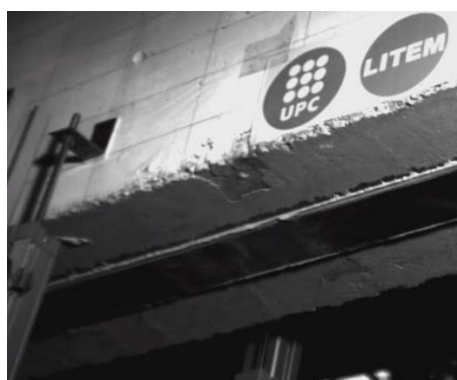
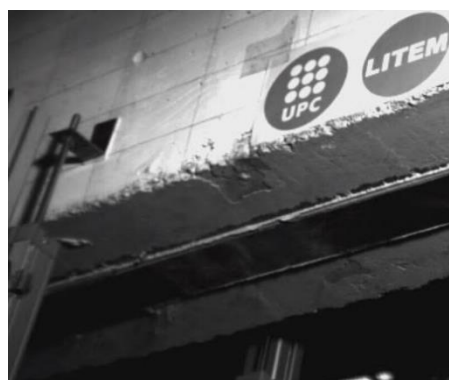


Figura 5.98 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG04

Para la viga CG04 la cámara de alta velocidad se instaló en el extremo derecho de acuerdo con las gráficas anteriores, y de esta manera fue posible establecer que la falla inicia en el centro de la viga debido a la aparición de fisuras verticales provocadas por flexión y se extiende hacia los extremos finales del laminado, tal como se muestra en la siguiente secuencia de la figura 5.98 b) y en la gráfica 5.98 a).



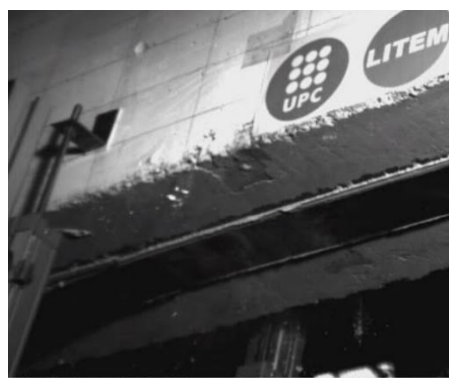
09/11/2010 12:18:17 8802 -1043,5[ms] 880x448, 2000 Hz, 497
Viga CG04 - LITEM Universitat Politècnica de Catalunya



09/11/2010 12:18:17 8807 -1041,0[ms] 880x448, 2000 Hz, 45
Viga CG04 - LITEM Universitat Politècnica de Catalunya



09/11/2010 12:18:17 8839 -1025,0[ms] 880x448, 2000 Hz, 49
Viga CG04 - LITEM Universitat Politècnica de Catalunya



09/11/2010 12:18:17 9006 -0941,5[ms] 880x448, 2000 Hz, 45
Viga CG04 - LITEM Universitat Politècnica de Catalunya

Figura 5.98 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG04 (cámara de alta velocidad)

La viga CG05 se ensayó y la falla fue por flexión, iniciándose con la aparición de fisuras verticales en la zona central de la viga y posteriormente los laminados se desprendieron por deslizamiento en la interface laminado – adhesivo. En las figuras 5.99 a) y 5.99 b) se aprecian las fisuras y el posterior daño local sufrido en la zona cercana a las fisuras.



Figura 5.99 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG05

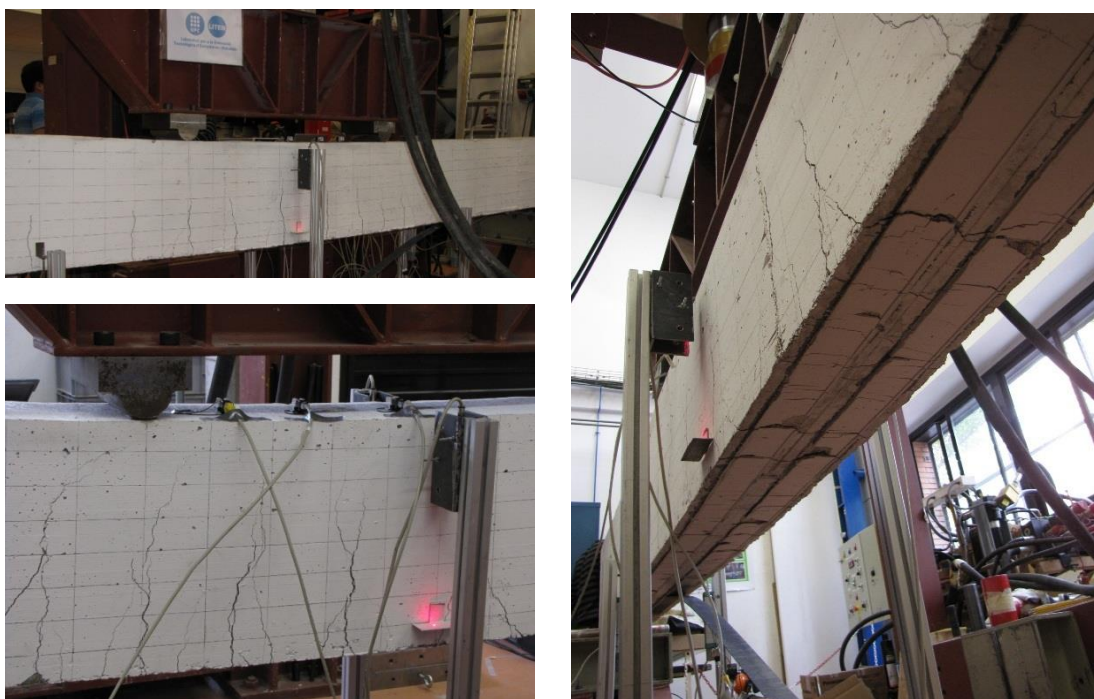


Figura 5.99 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG05 (detalle)

Al igual que en los grupos anteriores de vigas, se ensayó una viga de control, en éste caso la viga CG06. Se ensayó aplicando dos cargas puntuales centradas con control de desplazamiento y la falla se inició posterior a la aparición de fisuras verticales provocadas por flexión, tal como se muestra en la figura 5.100



Figura 5.100 Tipo de falla en ensayo de viga CG06

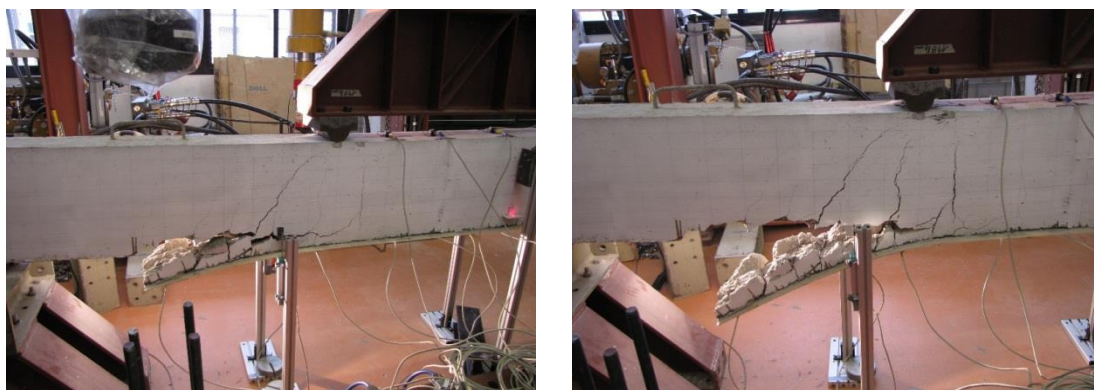


Figura 5.101 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG07

En la figura 5.101 a) puede verse las consecuencias del fallo provocado por rasante en el hormigón con desprendimiento del recubrimiento de hormigón en el extremo final del laminado adherido en la viga CG07 (falla por peeling). El momento exacto del inicio de la falla de la viga fue posible capturarlo con la cámara de alta velocidad instalada en el extremo en el que se presentó la falla, en la figura 5.101 b) se muestra la secuencia obtenida.

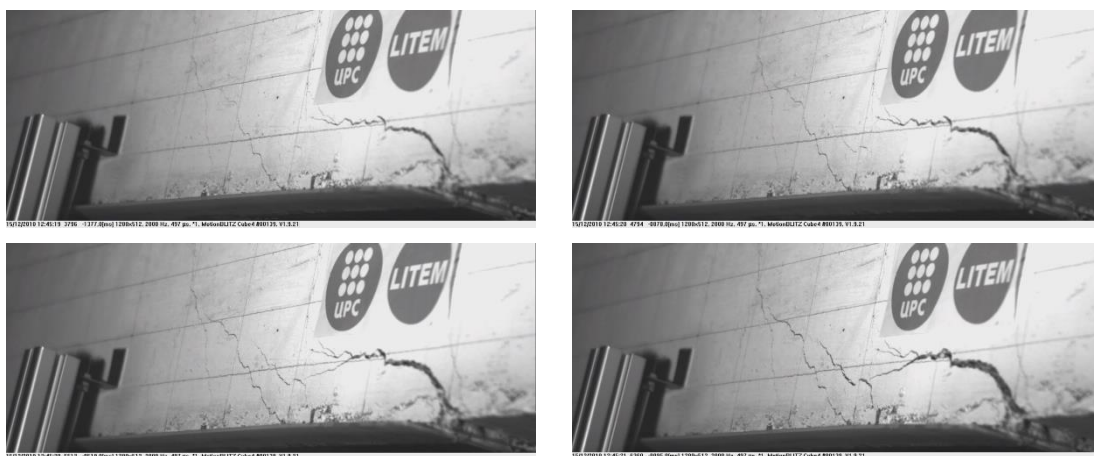


Figura 5.101 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG07 (Cámara de alta velocidad)

La viga CG08 falló de manera muy similar a la viga CG07, en la figura 5.102 puede observarse la secuencia de fotogramas capturados en el momento de la falla [a través de una cámara ordinaria]. La falla es provocada por cortante y se inicia con la aparición de fisuras inclinadas desarrolladas en la zona de máximo cortante actuante provocando el desprendimiento de al menos 70 mm de hormigón de recubrimiento, en la zona entre la línea de acción del refuerzo interno y la cara inferior de la viga, la fisura se desarrolla a lo largo de la línea del refuerzo interior (falla por peeling) y une a las fisuras extremas inclinadas, tal como se muestra en el fotograma 6 de la figura 5.102.

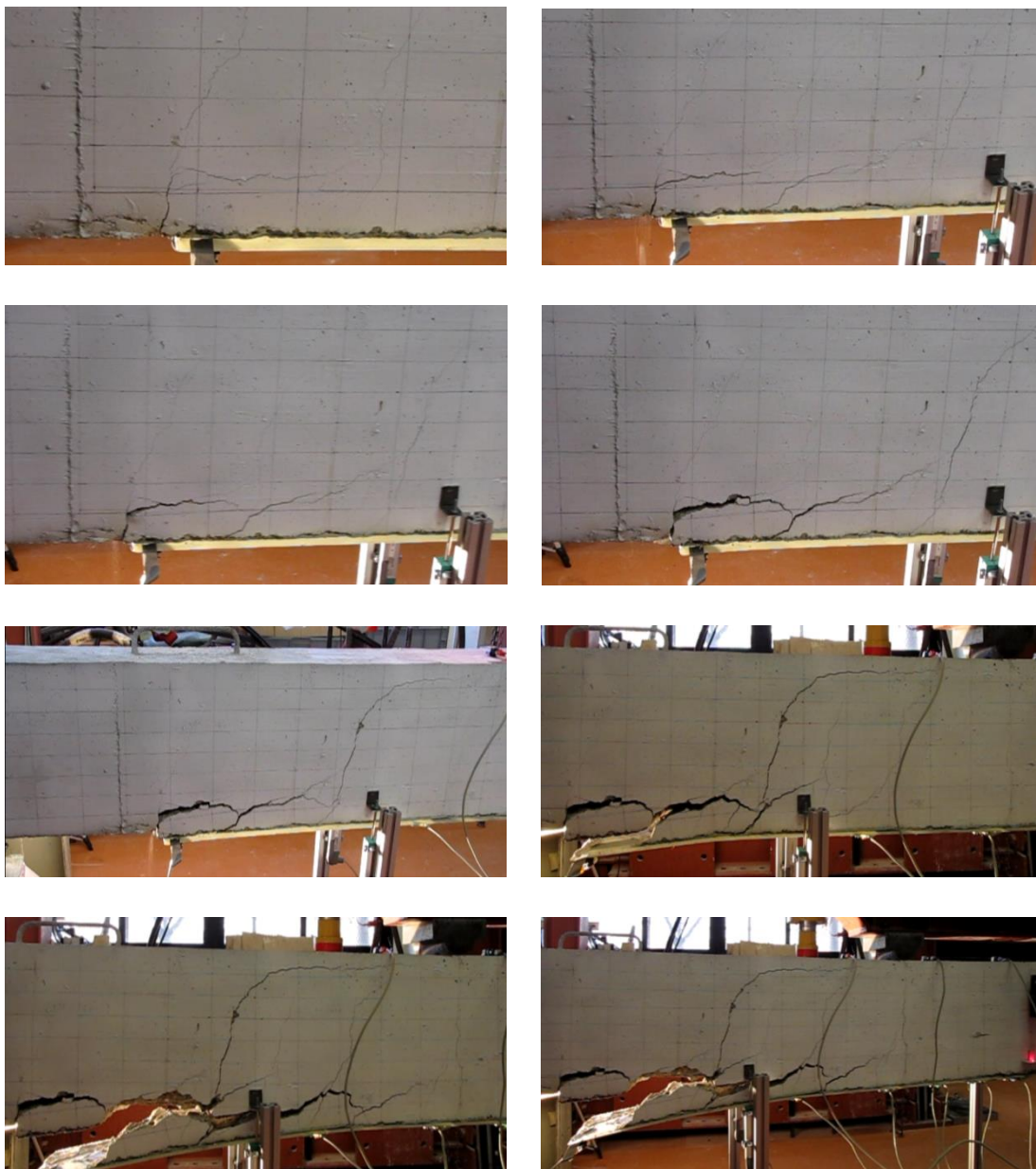


Figura 5.102 Tipo de falla en ensayo de viga CG08

En los dos últimos fotogramas de la figura 5.102 se muestra el estado final de la zona dañada en el momento de la falla.

Debido al tipo de falla mostrado por las dos vigas anteriores CG07 y CG08, se decide reforzar a cortante la viga CG09 colocándole laminados en ambas caras laterales en la zona de máximo cortante actuante, tal como se muestra en la figura 5.103 a)

La falla registrada por la viga CG09 también fue provocada por aparición de fisuras debidas al cortante actuante, tal como se muestra en los fotogramas de la figura 5.103 a).

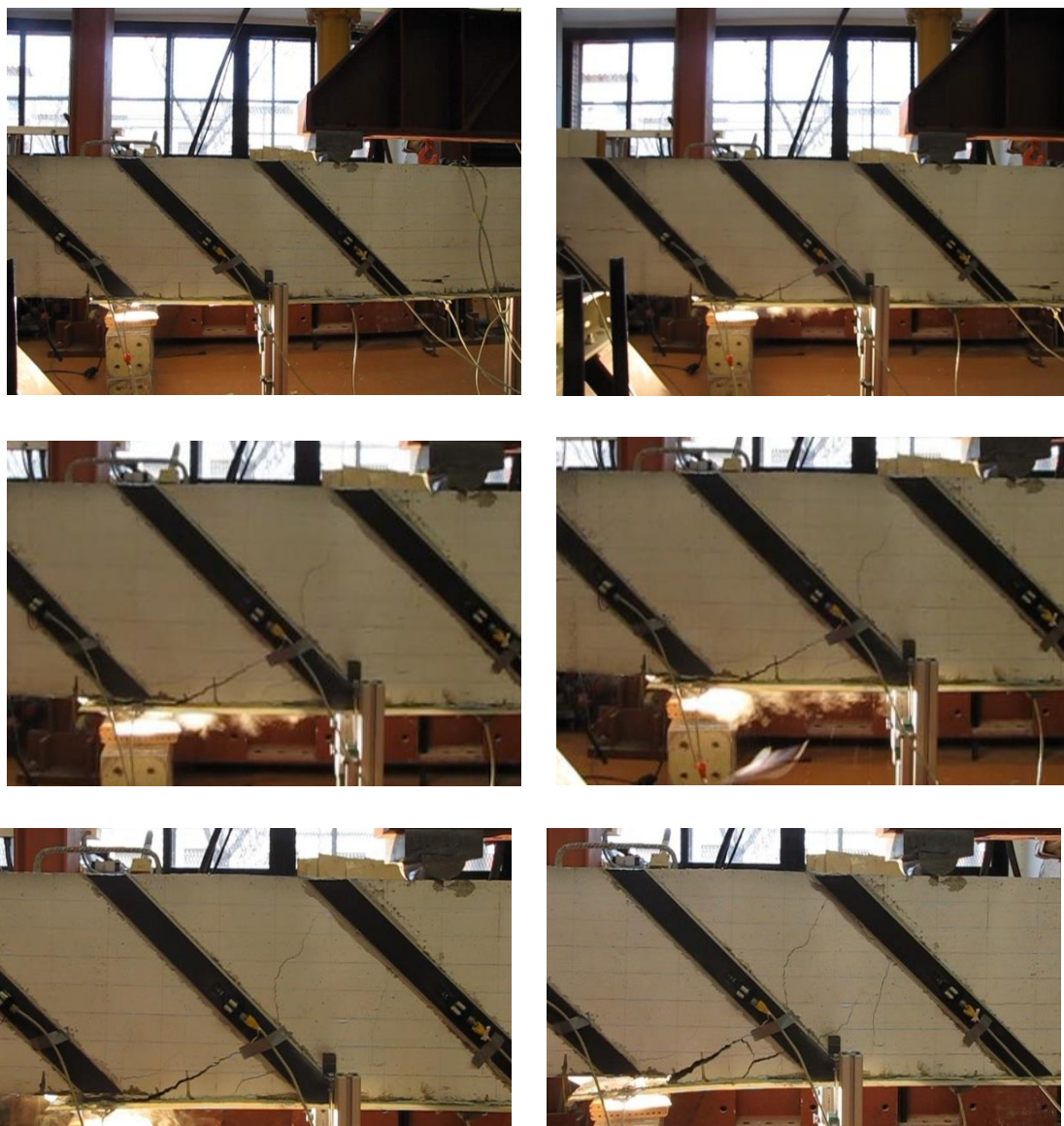


Figura 5.103 a) Tipo de falla en ensayo de viga CG09



Figura 5.103 b) Tipo de falla en ensayo de viga CG09 [detalle]

5.5.1 Fenomenología de fallas

En general, el tipo de fallas se divide en dos grandes grupos, fallas por flexión y fallas locales. La falla a flexión se define como el fallo por aplastamiento de la zona de compresión del hormigón o por rotura del laminado. La falla local se define como el desprendimiento del laminado en la zona de altas tensiones de interface o por falla a rasante del hormigón comprendido entre el laminado y el acero de refuerzo interno. Es en este último apartado que se encuentran la mayoría de las fallas que se presentaron en los ensayos. Mencionaremos las dos más comunes:

Desprendimiento por fractura interfacial (debonding). Ocurre al presentarse grietas por flexión en las zonas de máximo momento flector principalmente en la zona de aplicación de carga; esto provoca fisuras en la interface del hormigón con el laminado, que se extienden entre grietas adyacentes por flexión. Este tipo de falla se presentó en las vigas A02, B01, B03 y C02, tal como se muestra en las figuras 5.87, 5.89, 5.91 y 5.93, respectivamente.

Falla por *peeling* (peeling). Inicia cuando se desarrollan pequeñas fisuras uniformemente espaciadas en la zona de momento constante; como resultado de las tensiones por rasante y la concentración de tensiones normales, en este punto, se supera la resistencia a tracción del hormigón y se forma una fisura extendida en toda la base en el extremo final del laminado adherido y se propaga hasta la línea del acero de refuerzo interno; de manera tal que se forman bloques limitados entre dos fisuras verticales y la fisura horizontal formada en el hormigón entre el laminado y el acero de refuerzo interno y debido a la acción dovela de los estribos, el plano más débil se forma justo en la zona del acero de refuerzo, por lo tanto, la falla por peeling siempre inicia en el extremo del laminado y se propaga al interior de la zona adherida. Este tipo de falla se presentó en las vigas CG01, CG02, CG07 y CG08, tal como se muestra en las figuras 5.95, 5.96, 5.101 y 5.102, respectivamente.

En la siguiente figura se muestran ambos tipos de falla.

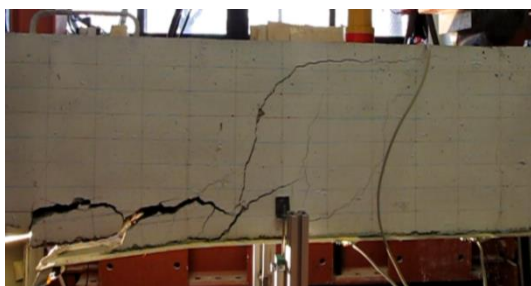


Figura 5.104 a) Falla por peeling



Figura 5.104 b) Falla por desprendimiento (debonding)

Capítulo 6

Análisis del comportamiento a flexión de vigas de hormigón armado reforzadas con laminados CFRP externamente adheridos

6.1 Introducción

En el capítulo 5 se puede ver el comportamiento de las vigas ensayadas a flexión con diferentes configuraciones de carga, que permitían mantener una zona central de momento flector máximo constante y cortante nulo. Por otra parte, se probaron diferentes configuraciones de colocación del refuerzo de los laminados CFRP para observar las diferencias en el comportamiento.

El objetivo principal del presente estudio es abordar la teoría que describe el comportamiento de las vigas mencionadas, atendiendo a dos aproximaciones, estados límite de falla y estados límite de servicio; la relación que existe entre el momento actuante y la deformación nos permite realizar el esquema de comportamiento de momento máximo resistente y del comportamiento de la deformación con respecto del máximo momento actuante. Y a partir de lo anterior y con base a la experiencia de los ensayos realizados, proponer mejoras al modelo existente con la intención de simplificarlo.

6.2 Curva Momento - deflexión

Esquemáticamente puede representarse por tres líneas con diferentes pendientes, acotadas por tres puntos a partir del origen como se muestra en la siguiente figura.

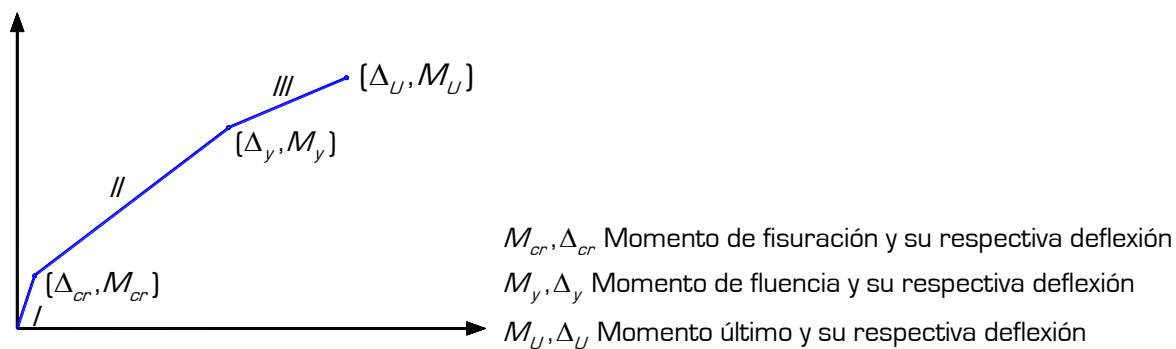


Figura 6.1 Modelo esquemático de la curva momento - deflexión. [Adaptado de ACI 440.2 R08]

El esquema de carga para todos los ensayos realizados se muestra debajo, variando únicamente la distancia de separación de las cargas puntuales.

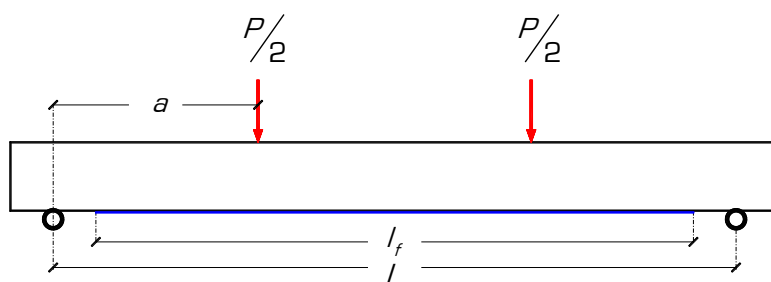


Figura 6.2 Esquema de carga

Existen varios modelos constitutivos para el hormigón y en el presente capítulo se emplea el modelo constitutivo de Hognestad [1955], definido por las ecuaciones 2.1 y 2.2, considerando únicamente el comportamiento a compresión.

Primera rama

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

Segunda rama

$$\sigma_c = f_c \left[1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \right) \right] \quad (2.2)$$

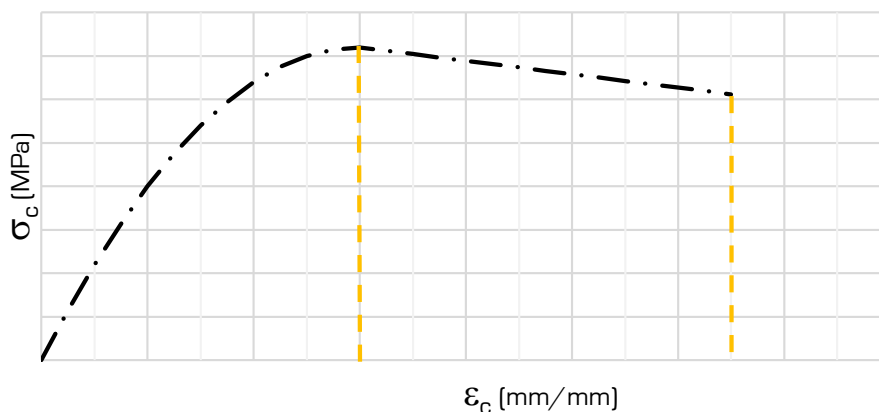


Figura 6.3 Modelo constitutivo para el hormigón en compresión

6.2.1 Viga sin refuerzo externo

Se aborda primero el caso de las vigas de hormigón doblemente armadas sin refuerzo externo. En la siguiente figura se muestra el esquema de distribución de deformaciones y el correspondiente esquema de tensiones acompañado del diagrama de equilibrio de fuerzas.

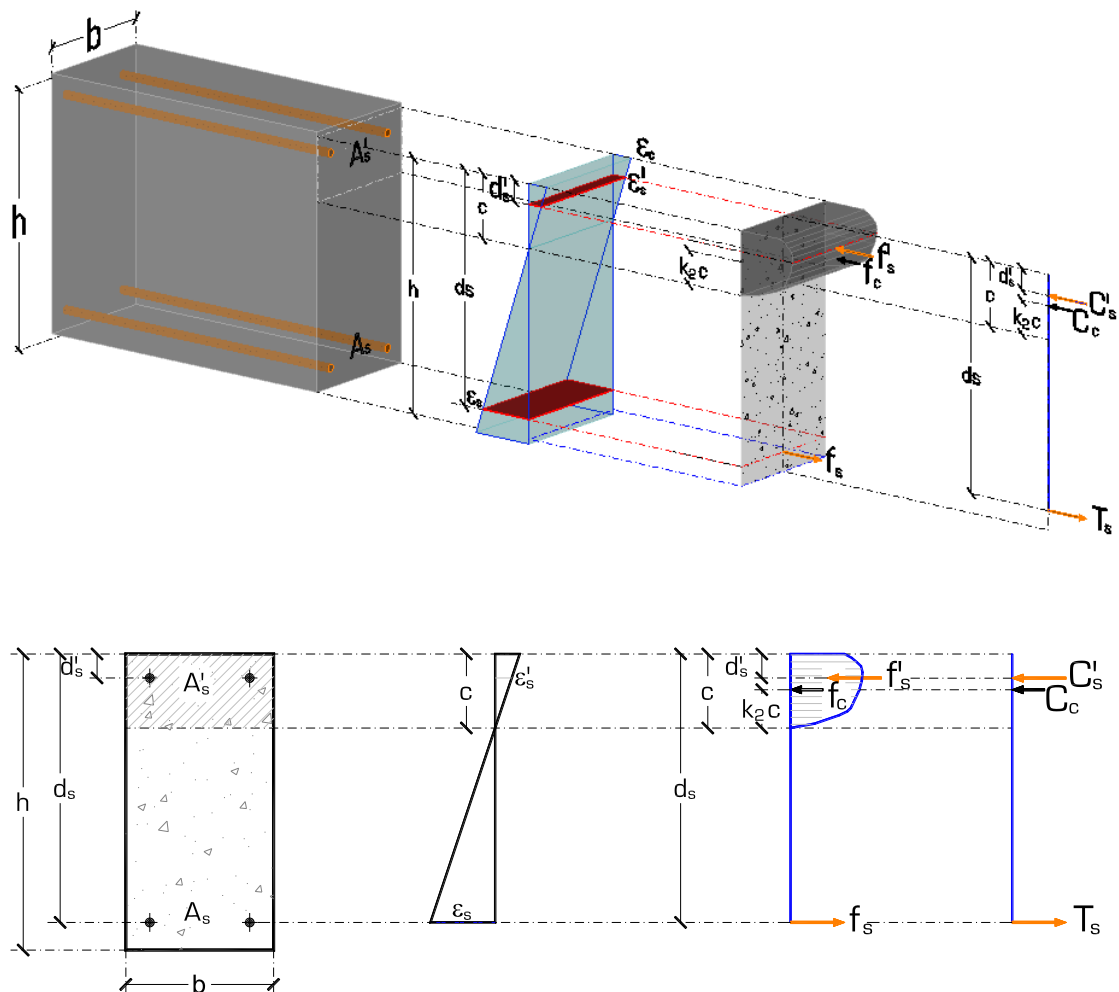


Figura 6.4 Distribución interna de deformaciones y tensiones para vigas doblemente armadas

Para desarrollar la curva Momento flector – Deflexión máxima se determina el equilibrio de fuerzas, la suma de momentos y la correspondiente deflexión para cada etapa mostrada en la figura 6.1.

Etapa I

Cuando el momento incrementa desde 0 hasta M_{cr} y la deflexión en el centro de la viga incrementa desde 0 hasta Δ_{cr} . Se considera que las tensiones se desarrollan a través de toda la sección transversal hasta que se agrieta la sección, lo cual ocurre cuando la tensión en la fibra más alejada de hormigón alcanza el valor de la resistencia a tracción por flexión del hormigón.

$$M = \frac{\sigma I_z}{y} \quad (6.1)$$

$$I_z = \frac{bh^3}{12} \quad (6.2)$$

$$y = \frac{h}{2} \quad I_z = I_g \quad \sigma = f_{cr} \quad \text{Resistencia a tracción por flexión del hormigón}$$

En el presente trabajo se decidió emplear el valor recomendado por ACI 318

$$f_{cr} = 0.56\sqrt{f'_c}$$

Sustituyendo todas las variables en la ecuación inicial (6.1).

$$M_{cr} = \frac{2 I_g f_r}{h} \quad (6.3)$$

Y de acuerdo con el esquema de carga de la [Figura6.2], la flecha máxima es:

$$\delta_{\max} = \frac{P a}{48EI} (3L^2 - 4a^2) \quad \text{si } M = \frac{P a}{2} \text{ y } \delta_{\max} = \Delta_{cr} \text{ cuando } M = M_{cr}$$

$$\Delta_{cr} = \frac{M_{cr}}{24 E_c I_g} (3L^2 - 4a^2) \quad (6.4)$$

Etapas II

Cuando el momento incrementa desde M_{cr} hasta M , y la deflexión en el centro de la viga incrementa desde Δ_{cr} hasta Δ . Usando el modelo constitutivo para el hormigón se considera que la distribución de deformaciones a lo largo de la profundidad de la sección transversal es lineal y en este caso se desprecia la contribución del hormigón a tracción. De acuerdo con el esquema de la [Figura4] la fuerza total de compresión aportada por el hormigón es:

$$C_c = \int_0^{\varepsilon_c} \frac{f'_c(\varepsilon) b c}{\varepsilon_c} d\varepsilon \quad (6.5)$$

$$C_c = \frac{1}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] b c d\varepsilon \quad C_c = \frac{f'_c b c}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] d\varepsilon$$

$$C_c = \frac{f'_c b c}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} d\varepsilon = \frac{f'_c b c}{\varepsilon_c} \left(\frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_o} - \frac{\varepsilon_c^3}{3\varepsilon_o^2} \right) = f'_c b c \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_o^2} \right) = f'_c b c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}$$

$$\text{Si } \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o}\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = k_1 \quad (6.6)$$

entonces

$$C_c = k_1 f'_c b c \quad (6.7)$$

A partir de los esquemas anteriores es posible obtener el momento generado por la fuerza C_c con respecto del eje neutro.

$$M_c = \int_0^{\varepsilon_c} \frac{f'_c(\varepsilon) b c}{\varepsilon_c} \left(\frac{c\varepsilon}{\varepsilon_c} \right) d\varepsilon \quad (6.8)$$

$$M_c = \frac{b c^2}{\varepsilon_c^2} \int_0^{\varepsilon_c} f'_c(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon = \frac{b c^2}{\varepsilon_c^2} \int_0^{\varepsilon_c} f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \varepsilon d\varepsilon$$

$$M_c = \frac{f'_c b c^2}{\varepsilon_c^2} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{\varepsilon^3}{\varepsilon_o} \right) - \frac{1}{4} \left(\frac{\varepsilon^4}{\varepsilon_o^4} \right) \right]_0^{\varepsilon_c} = f'_c b c^2 \left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \quad (6.9)$$

$$\text{Si } \left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = k_1 k_2 \quad (6.10)$$

es posible obtener el valor de k_2

$$\left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} k_2 \quad \frac{\left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right)}{\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right)} = k_2$$

$$k_2 = \frac{2}{3} \left[\frac{1 - \frac{3}{8} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}}{1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}} \right] \quad (6.11)$$

$$M_c = k_1 k_2 f'_c b c^2 \quad (6.12)$$

En el instante en que el momento flector alcanza el valor del momento de fluencia del acero,

$\varepsilon_s = \varepsilon_y$ y $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$. Las deformaciones en el acero de compresión y en el hormigón son,

respectivamente:

$$\frac{\varepsilon'_s}{c-d'_s} = \frac{\varepsilon_s}{d_s-c} \quad \varepsilon'_s = \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_s$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_y \quad (6.15)$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d_s-c} \quad \varepsilon_c = \frac{c}{d_s-c} \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_c = \frac{c}{d_s-c} \varepsilon_y \leq 0.003 \quad (6.16)$$

Las ecuaciones que describen las fuerzas son:

$$T_s = A_s E_s \varepsilon_s$$

$$T_s = A_s E_s \varepsilon_y \quad (6.17)$$

$$C'_s = A'_s E'_s \varepsilon'_s$$

$$C'_s = A'_s E'_s \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_y \quad (6.18)$$

$$C_c = k_1 f'_c b c \quad (6.7)$$

Con las ecuaciones anteriores es posible realizar el equilibrio de fuerzas $\sum F = 0$ para determinar la profundidad del eje neutro [c].

$$\sum F = 0 \quad T_s - C'_s - C_c = 0 \quad (6.19)$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.17, 6.18 y 6.7, tenemos:

$$A_s E_s \varepsilon_y - A'_s E'_s \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_y - \frac{f'_c b c \varepsilon_y}{\varepsilon_o} \left(1 - \frac{c}{d_s-c} \frac{\varepsilon_y}{3\varepsilon_o} \right) \frac{c}{d_s-c} = 0$$

Desarrollando la relación anterior, simplificando y ordenando, obtenemos la ecuación de grado 3, de cuyas raíces es posible obtener el valor del eje neutro "c"

$$\frac{f'_c b}{\varepsilon_o} \left(1 - \frac{\varepsilon_y}{3\varepsilon_o} \right) c^3 + \left(A_s E_s + A'_s E'_s - \frac{f'_c b d_s}{\varepsilon_o} \right) c^2 - (2A_s E_s d_s + A'_s E'_s d_s + A'_s E'_s d'_s) c + \dots$$

$$\dots + (A_s E_s d_s^2 + A'_s E'_s d'_s d_s) = 0 \quad (6.20)$$

La ecuación anterior es posible expresarla como:

$Ac^3 + Bc^2 - Cc + D = 0$; y la forma canónica se obtiene dividiendo entre A

$$j = \frac{B}{A} \quad K = \frac{C}{A} \quad I = \frac{D}{A}$$

$$c^3 + j c^2 - k c + I = 0 \quad (6.21)$$

Empleando el método de Cardano, es posible resolver la ecuación de grado 3.

donde j, k , y I son las relaciones

$$j = \frac{3\varepsilon_o}{f'_c b (3\varepsilon_o - \varepsilon_y)} (A_s E_s \varepsilon_o + A'_s E'_s \varepsilon_o - f'_c b d_s)$$

$$k = -\frac{3\varepsilon_o^2}{f'_c b (3\varepsilon_o - \varepsilon_y)} (2A_s E_s d_s + A'_s E'_s d_s + A'_s E'_s d'_s)$$

$$I = \frac{3\varepsilon_o^3}{f'_c b (3\varepsilon_o - \varepsilon_y)} (A_s E_s d_s^2 + A'_s E'_s d'_s d_s)$$

Siendo las raíces:

$$\begin{aligned} z_1 &= \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{27}}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{27}}} \\ z_2 &= -\frac{z_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{z_1}{2}\right)^2 + \frac{q}{z_1}} \\ z_3 &= -\frac{z_1}{2} - \sqrt{\left(\frac{z_1}{2}\right)^2 + \frac{q}{z_1}} \end{aligned} \quad (6.22)$$

Donde los valores de q y p están dados por las relaciones:

$$p = -\frac{j^2}{3} + k \quad q = -\frac{2j^3}{27} - \frac{kj}{3} + I$$

Las tres raíces darán números reales; quedando excluidas las raíces negativas, la solución es el valor tal que, al calcular la deformación en el hormigón, se cumpla con la relación [6.16],

que de acuerdo con el modelo constitutivo empleado, es: $\varepsilon_c = \frac{c}{d_s - c} \varepsilon_y \leq 0.003$.

Obteniendo así el valor de “c”

$$c = z_i \begin{cases} > 0 \\ < h \\ \varepsilon_c = \frac{c}{d_s - c} \varepsilon_y \leq \varepsilon_o \end{cases} \quad (6.23)$$

Sustituyendo el valor de c en las ecuaciones 6.7, 6.17 y 6.18 se obtienen las fuerzas en el hormigón, en el acero en compresión y en el acero a tracción.

Con los valores de las fuerzas y haciendo momento con respecto del eje neutro es posible obtener el momento de fluencia M_y:

$$M_y = M_c + M'_s + M_s \quad (6.24)$$

Donde:

$$M_c = k_1 k_2 f'_c b c^2 \quad (6.25)$$

$$M'_s = A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s) \quad (6.26)$$

$$M_s = A_s f_y (d - c) \quad (6.27)$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.25, 6.26 y 6.27 en la ecuación 6.24, tenemos:

$$M_y = k_1 k_2 f'_c b c^2 + A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s) + A_s f_y (d - c) \quad (6.28)$$

Y la respectiva flecha al centro de la viga es:

$$\Delta_{cr} = \frac{M_y}{24 E_c I_{cr}} (3L^2 - 4a^2) \quad (6.29)$$

Y el valor del momento de inercia de la sección fisurada I_{cr} puede obtenerse basándose en el método de área transformada.

$$I_{cr} = I_{zz} + A d_i^2 + A'_s d_i'^2 + A_s d_s^2 \quad (6.30)$$

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{12} + b c \left(\frac{c}{2} \right)^2 + \frac{E'_s}{E_c} A'_s (c - d'_s)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - c)^2$$

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - c)^2 + \frac{E'_s}{E_c} A'_s (c - d'_s)^2 \quad (6.31)$$

El valor de E_c puede obtenerse de acuerdo con la norma respectiva, en este caso se prefiere emplear ACI 318-08, $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$

Etapas III

Cuando el momento incrementa desde M_y hasta M_u y la deflexión en el centro de la viga incrementa desde Δ_y hasta Δ_u . Se considera que la distribución de deformaciones a lo largo de la profundidad de la sección transversal es lineal y el acero fluye al mismo tiempo que el hormigón falla por aplastamiento. De acuerdo con el esquema de la [Figura4] las deformaciones en la sección plana son:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_o \quad \varepsilon'_s = \frac{c - d'_s}{d_s - c} \varepsilon_y$$

Y la posición del eje neutro está dada por

$$c = \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_s + \varepsilon_o} d_s \quad (6.32)$$

Y las correspondientes fuerzas

$$T_s = A_s f_y \quad \text{si } \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_p \quad f_y = 508 \text{ MPa} \quad (6.33)$$

$$C'_s = A'_s E'_s \frac{c - d'_s}{d_s - c} \varepsilon_y \quad (6.34)$$

Siempre que $\frac{c - d'_s}{d_s - c} \varepsilon_y \leq \varepsilon_y$

$$C_c = k_1 f'_c b c \quad (6.7)$$

$$k_1 = \left(\frac{2}{3} \right) \quad k_2 = \left(\frac{5}{8} \right)$$

$$C_c = \frac{2}{3} f'_c b c \quad (6.35)$$

Con las ecuaciones anteriores es posible realizar el equilibrio de fuerzas $\sum F = 0$ para determinar la profundidad del eje neutro $[c]$.

$$\sum F = 0 \quad T_s - C'_s - C_c = 0$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.17, 6.18 y 6.7, tenemos:

$$A_s f_y - A'_s E'_s \frac{c - d'_s}{d_s - c} \varepsilon_y - \frac{2}{3} f'_c b c = 0$$

Con los valores de las fuerzas y haciendo momento con respecto del eje neutro es posible obtener el momento de fluencia M_y :

$$M_y = M_c + M'_s + M_s \quad (6.36)$$

Donde:

$$M_c = k_1 k_2 f'_c b c^2$$

$$M_c = \frac{5}{12} f'_c b c^2 \quad (6.37)$$

$$M'_s = A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s)$$

$$M'_s = A'_s E'_s \frac{c - d'_s}{d_s - c} \varepsilon_y (c - d'_s) \quad (6.38)$$

$$M_s = A_s f_y (d_s - c) \quad (6.39)$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.37, 6.38 y 6.39 en la ecuación 6.36, tenemos:

$$M_y = \frac{5}{12} f'_c b c^2 + A'_s E'_s \frac{c - d'_s}{d_s - c} \varepsilon_y (c - d'_s) + A_s f_y (d - c) \quad (6.40)$$

Y el valor del momento de inercia de la sección fisurada I_{cr} puede obtenerse basándose en el método de área transformada.

$$I_{cr} = I_{zz} + A d_i^2 + A'_s d_i'^2 + A_s d_s^2 \quad (6.41)$$

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{12} + b c \left(\frac{c}{2} \right)^2 + \frac{E'_s}{E_c} A'_s (c - d'_s)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - c)^2$$

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d_s - c)^2 + \frac{E'_s}{E_c} A'_s (c - d'_s)^2 \quad (6.42)$$

6.2.2 Viga con refuerzo externo de laminados CFRP

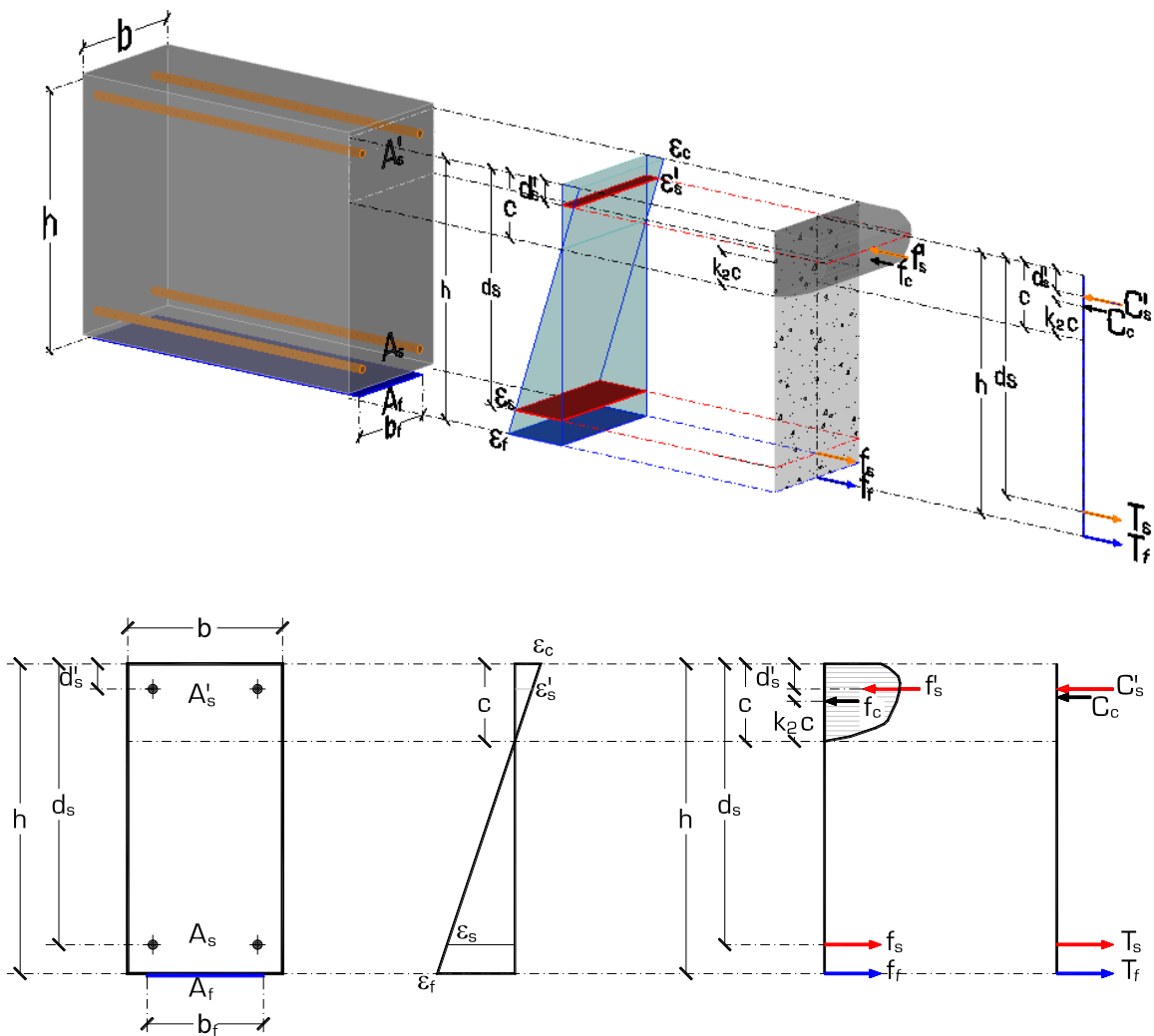


Figura 6.5 Distribución interna de deformaciones y tensiones en la sección plana.

Etapa I

Cuando el momento incrementa desde 0 hasta M_{cr} y la deflexión en el centro de la viga incrementa desde 0 hasta Δ_{cr} . Se considera que las tensiones se desarrollan a través de toda la sección transversal hasta que se agrieta la sección.

$$M = \frac{\sigma I_z}{y} \quad (6.43)$$

$$I_z = \frac{bh^3}{12} \quad (6.44)$$

$$I_z = I_g \quad \sigma = f_r \quad \text{Resistencia a tensión por flexión del hormigón}$$

$$y = y_t = \frac{h}{2} \quad f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \text{ [ACI 318-08]} \quad * \quad \text{puede}$$

emplearse el valor recomendado por la norma respectiva de cada lugar.

Sustituyendo todas las variables en la ecuación inicial de momento:

$$M_{cr} = \frac{2 I_g f_r}{h} \quad (6.45)$$

Y de acuerdo con el esquema de carga de la [Figura6.2], la flecha máxima es:

$$\delta_{\max} = \frac{P a}{48EI} (3L^2 - 4a^2) \quad \text{si } M = \frac{P a}{2} \text{ y } \delta_{\max} = \Delta_{cr} \text{ cuando } M = M_{cr}$$

$$\Delta_{cr} = \frac{M_{cr}}{24 E_c I_g} (3L^2 - 4a^2) \quad (6.46)$$

Etapas II

Cuando el momento incrementa desde M_{cr} hasta M_y y la deflexión en el centro de la viga incrementa desde Δ_{cr} hasta Δ_y . Usando el modelo constitutivo para el hormigón se considera que la distribución de deformaciones a lo largo de la profundidad de la sección transversal es lineal y en este caso se desprecia la contribución del hormigón a tracción. De acuerdo con el esquema de la [Figura5] la fuerza total de compresión aportada por el hormigón es:

$$C_c = \int_0^{\varepsilon_c} \frac{f'_c(\varepsilon) b c}{\varepsilon_c} d\varepsilon \quad (6.47)$$

$$C_c = \frac{1}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] b c d\varepsilon \quad C_c = \frac{f'_c b c}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] d\varepsilon$$

$$C_c = \frac{f'_c b c}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} d\varepsilon = \frac{f'_c b c}{\varepsilon_c} \left(\frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_o} - \frac{\varepsilon_c^3}{3\varepsilon_o^2} \right) = f'_c b c \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_o^2} \right) = f'_c b c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}$$

$$\text{Si } \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = k_1 \quad (6.48)$$

entonces

$$C_c = k_1 f'_c b c \quad (6.49)$$

A partir de los esquemas anteriores es posible obtener el momento generado por la fuerza C_c con respecto del eje neutro.

$$M_c = \int_0^{\varepsilon_c} \frac{f'_c(\varepsilon) b c}{\varepsilon_c} \left(\frac{c\varepsilon}{\varepsilon_c} \right) d\varepsilon \quad (6.50)$$

$$M_c = \frac{b c^2}{\varepsilon_c^2} \int_0^{\varepsilon_c} f'_c(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon = \frac{b c^2}{\varepsilon_c^2} \int_0^{\varepsilon_c} f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \varepsilon d\varepsilon$$

$$M_c = \frac{f'_c b c^2}{\varepsilon_c^2} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{\varepsilon^3}{\varepsilon_o} \right) - \frac{1}{4} \left(\frac{\varepsilon^4}{\varepsilon_o^4} \right) \right]_0^{\varepsilon_c} = f'_c b c^2 \left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \quad (6.51)$$

$$\text{Si } \left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = k_1 k_2 \quad (6.52)$$

es posible obtener el valor de k_2

$$\left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} k_2$$

$$\frac{\left(\frac{2}{3} - \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}}{\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right)} = k_2$$

$$k_2 = \frac{2}{3} \left[\frac{1 - \frac{3}{8} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}}{1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}} \right] \quad (6.53)$$

$$M_c = k_1 k_2 f'_c b c^2 \quad (6.54)$$

Los valores de k_1 y k_2 pueden obtenerse empleando el valor usual de $\varepsilon_o = 0.002$

$$k_1 = \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3(0.002)} \right) \frac{\varepsilon_c}{0.002}$$

$$k_1 = (1 - 166.667\varepsilon_c) 500\varepsilon_c \quad (6.55)$$

$$k_2 = \frac{2}{3} \left[\frac{1 - \frac{3}{8} \frac{\varepsilon_c}{(0.002)}}{1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_c}{(0.002)}} \right]$$

$$k_2 = \frac{2 - 375\varepsilon_c}{3 - 500\varepsilon_c} \quad (6.56)$$

En el instante en que el momento flector alcanza el valor del momento de fluencia del acero,

$\varepsilon_s = \varepsilon_y$ y $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$. Las deformaciones en el acero de compresión, en el laminado FRP y en

el hormigón son, respectivamente:

$$\frac{\varepsilon'_s}{c-d'_s} = \frac{\varepsilon_s}{d_s-c} \quad \varepsilon'_s = \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_s \quad \varepsilon'_s = \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_y \quad [6.57]$$

$$\frac{\varepsilon_f}{h-c} = \frac{\varepsilon_s}{d_s-c} \quad \varepsilon_f = \frac{h-c}{d_s-c} \varepsilon_s \quad \varepsilon_f = \frac{h-c}{d_s-c} \varepsilon_y \quad [6.58]$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d_s-c} \quad \varepsilon_c = \frac{c}{d_s-c} \varepsilon_s \quad \varepsilon_c = \frac{c}{d_s-c} \varepsilon_y \leq 0.003 \quad [6.59]$$

Las ecuaciones que describen las fuerzas son:

$$T_f = A_f E_f \varepsilon_f$$

$$T_f = A_f E_f \frac{h-c}{d_s-c} \varepsilon_y \quad [6.60]$$

$$T_s = A_s E_s \varepsilon_s$$

$$T_s = A_s E_s \varepsilon_y \quad [6.61]$$

$$C'_s = A'_s E'_s \varepsilon'_s$$

$$C'_s = A'_s E'_s \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_y \quad [6.62]$$

$$C_c = k_1 f'_c b c \quad [6.63]$$

Con las ecuaciones anteriores es posible realizar el equilibrio de fuerzas $\sum F = 0$ para determinar la profundidad del eje neutro [c].

$$\sum F = 0 \quad T_f + T_s - C'_s - C_c = 0 \quad [6.64]$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.18, 6.19, 6.20 y 6.21, tenemos:

$$A_f E_f \frac{h-c}{d_s-c} \varepsilon_y + A_s E_s \varepsilon_y - A'_s E'_s \frac{c-d'_s}{d_s-c} \varepsilon_y - k_1 f'_c b c = 0$$

$$(A_f E_f h + A'_s E'_s d'_s - (A_f E_f - A'_s E'_s) c) \frac{\varepsilon_y}{d'_s - c} + A_s E_s \varepsilon_y - k_1 f'_c b c = 0$$

Sustituyendo $\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_y}{d'_s - c}$

$$(A_f E_f h + A'_s E'_s d'_s - (A_f E_f - A'_s E'_s) c) \frac{\varepsilon_c}{c} + A_s E_s \varepsilon_y - k_1 f'_c b c = 0$$

y multiplicando por [c]

$$(A_f E_f h + A'_s E'_s d'_s) \varepsilon_c - (A_f E_f - A'_s E'_s) c \varepsilon_c + A_s E_s \varepsilon_y c - k_1 f'_c b c^2 = 0$$

Ordenando la ecuación y sustituyendo $f_y = E_s \varepsilon_y$

$$(k_1 f'_c b) c^2 + [(A'_s E'_s + A_f E_f) \varepsilon_c - A_s f_y] c - (A'_s E'_s d'_s + A_f E_f h) \varepsilon_c = 0 \quad [6.65]$$

$$A c^2 + B c + C = 0 \quad [6.66]$$

$$A = (k_1 f'_c b) \quad [6.67]$$

$$B = [(A'_s E'_s + A_f E_f) \varepsilon_c - A_s f_y] \quad [6.68]$$

$$C = -(A'_s E'_s d'_s + A_f E_f h) \varepsilon_c \quad [6.69]$$

Con los valores de las fuerzas y haciendo momento con respecto del eje neutro es posible obtener el momento de fluencia M_y :

$$M_y = M_c + M'_s + M_s + M_f \quad [6.70]$$

Donde:

$$M_c = k_1 k_2 f'_c b c^2 \quad [6.71]$$

$$M'_s = A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s) \quad [6.72]$$

$$M_s = A_s f_y (d - c) \quad [6.73]$$

$$M_f = A_f E_f \varepsilon_f (h - c) \quad [6.74]$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.29, 6.30, 6.31 y 6.32 en la ecuación 6.28, tenemos:

$$M_y = k_1 k_2 f'_c b c^2 + A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s) + A_s f_y (d - c) + A_f E_f \varepsilon_f (h - c) \quad (6.75)$$

Y la respectiva flecha al centro de la viga es:

$$\Delta_{cr} = \frac{M_y}{24 E_c I_{cr}} (3L^2 - 4a^2) \quad (6.76)$$

Y el valor del momento de inercia de la sección fisurada I_{cr} puede obtenerse basándose en el método de área transformada.

$$I_{cr} = I_{zz} + A d_i^2 + A'_s d_i'^2 + A_s d_s^2 + A_f d_{ff}^2 \quad (6.77)$$

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{12} + b c \left(\frac{c}{2} \right)^2 + \frac{E_f}{E_c} A_f (h - c)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - c)^2 + \frac{E'_s}{E_c} A'_s (c - d'_s)^2$$

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{3} + \frac{E_f}{E_c} A_f (h - c)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - c)^2 + \frac{E'_s}{E_c} A'_s (c - d'_s)^2 \quad (6.78)$$

El valor de E_c puede obtenerse de acuerdo con la norma respectiva, en este caso se prefiere emplear ACI 318-08, $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$

Etapas III

Cuando el momento incrementa desde M_y hasta M_u y la deflexión en el centro de la viga incrementa desde Δ_y hasta Δ_u .

$$M_u = k_1 k_2 f'_c b c^2 + A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s) + A_s f_y (d - c) + A_f E_f \varepsilon_{ff} (h - c) \quad (6.79)$$

$$\text{Donde: } \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_{ff}}{h - c} \quad \varepsilon_c = \frac{c}{h - c} \varepsilon_{ff} \leq 0.003$$

Y ε_{ff} es la deformación del FRP al momento de la falla de la viga.

Si la falla es por rotura del FRP, entonces, $\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$

Si la falla es por delaminación, entonces, $\varepsilon_{ff} = k_m \varepsilon_{fu}$

El factor k_m según ACI 440.2 R02

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{\eta E_f t_f}{360000} \right) \leq 0.90 & \eta E_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{\eta E_f t_f} \right) \leq 0.90 & \eta E_f t_f \geq 180000 \end{cases} \quad (6.80)$$

Ahora bien, para prevenir la falla por desprendimiento inducido por fisura intermedia, es necesario limitar el valor de la deformación máxima en el laminado al momento de ocurrir la falla.

Un caso particular es la recomendación de la norma ACI 440.2 R08 que recomienda limitar el nivel de deformación en el FRP al valor ε_{fd}

$$\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fd} \quad \varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{\eta E_f t_f}} \leq 0.90 \varepsilon_{fu} \quad (6.81)$$

Que es una adaptación de los modelos presentados en el capítulo 2.

Resumiendo, los valores de las variables están dados por:

Momento resistente último

$$M_u = k_1 k_2 f'_c b c^2 + A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s) + A_s f_y (d - c) + A_f E_f \varepsilon_{ff} (h - c)$$

donde:

$$\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = k_1 \quad k_2 = \frac{2}{3} \left[\frac{1 - \frac{3\varepsilon_c}{8\varepsilon_o}}{1 - \frac{1\varepsilon_c}{3\varepsilon_o}} \right]$$

Y el valor de ε_{ff} se determina con las ecuaciones 6.80, 6.81, o $\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$, según sea el caso

6.2.3 Diagramas momento – deflexión de las vigas ensayadas

De los ensayos realizados, se obtienen los datos para analizar el comportamiento de las relaciones momento – deflexión de las vigas y compararlos con los modelos de las ecuaciones de las secciones 6.2.1 y 6.2.2.

En la siguiente figura se muestra la gráfica de Momento flector – flecha máxima al centro de la viga para el espécimen CG06 y se dibuja sobre de ésta el modelo teórico para secciones no reforzadas externamente; esta es la viga de referencia.

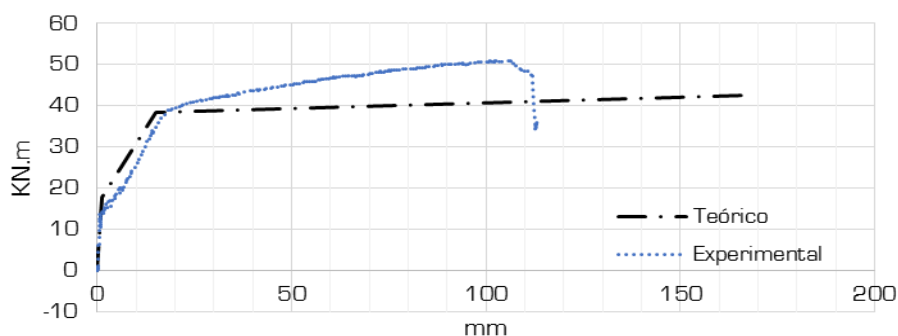


Figura 6.6 Momento - deflexión de la viga CG06.

Con los valores característicos de las etapas I,II y II

| Etapa I | Etapa II | Etapa III |
|-------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| $M_{cr}=17.920 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=38.356 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=42.526 \text{ KN.m}$ |
| $\Delta_{cr}=1.05 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=15.00 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=167.45 \text{ mm}$ |

Se realiza el mismo análisis con los datos correspondiente al espécimen CG01 y dibuja la gráfica de Momento flector vs flecha máxima al centro de la viga y se compara con el modelo presentado en la sección anterior.

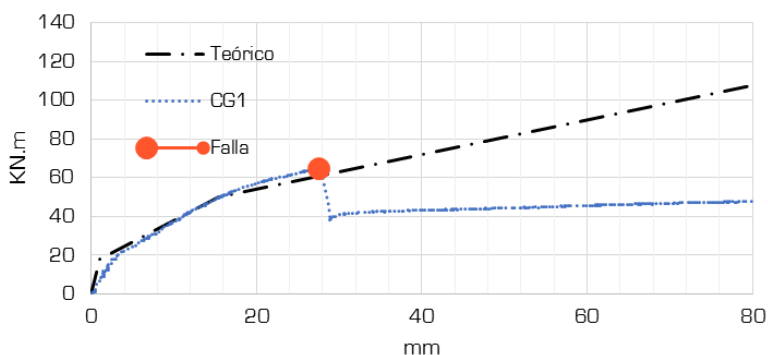


Figura 6.7 Momento - deflexión de la viga CG01.

Con los valores característicos de las etapas I,II y III

| Etapa I | Etapa II | Etapa III máximo |
|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| $M_{cr}=17.920 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=50.038 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=118.854 \text{ KN.m}$ |
| $\Delta_{cr}=1.05 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=15.38 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=92.36 \text{ mm}$ |

Recordando que la falla se presentó en la etapa III

| | |
|------------------------------|--------------------------------|
| $M_{cr}=65.200 \text{ KN.m}$ | $\Delta_{cr}=27.70 \text{ mm}$ |
|------------------------------|--------------------------------|

Durante el ensayo de la viga CGO1 se obtuvieron las deformaciones en la fibra externa de hormigón y en los laminados de la cara inferior, con lo que es posible establecer la posición del eje neutro para cada paso de carga o su correspondiente momento flector. En la siguiente figura se observan las deformaciones en el laminado y el hormigón conforme crece el momento flector y en la figura 6.9 se muestra la gráfica Momento flector vs Eje neutro.

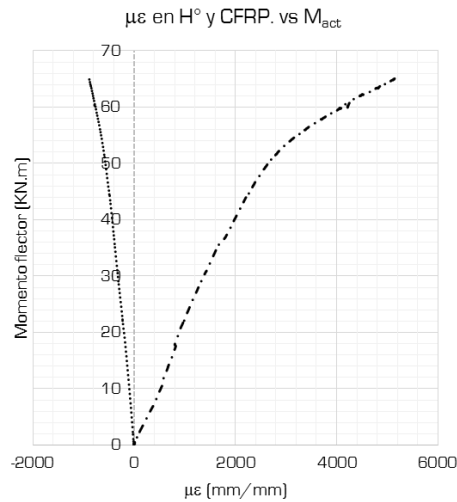


Figura 6.8 Distribución de deformaciones en el laminado y en el hormigón [CGO1].

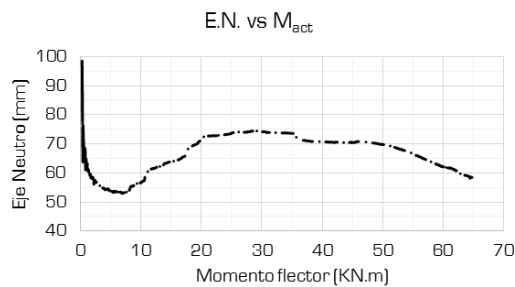


Figura 6.9 Momento flector – Eje Neutro [CGO1].

De igual forma es posible obtener la gráfica de momento flector vs flecha y Momento Flector vs curvatura.

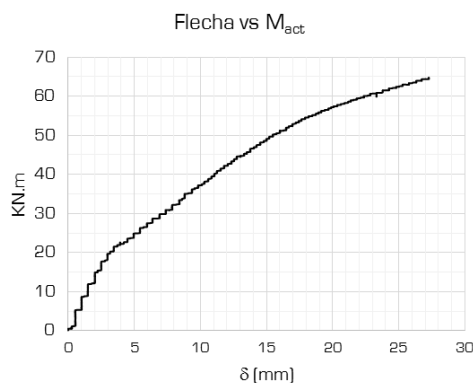


Figura 6.10 Momento actuante vs desplazamiento en el centro de viga [CGO1].

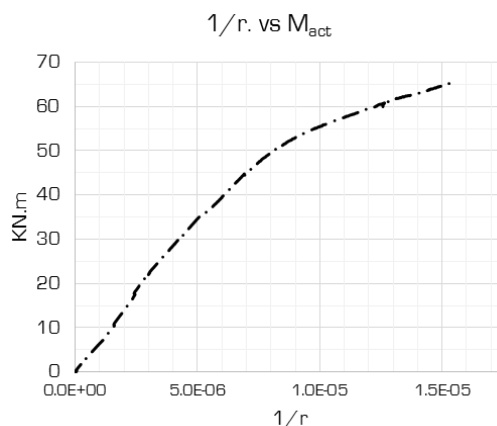


Figura 6.11 Momento flector – Curvatura [CG01].

Se realiza el mismo análisis con los datos correspondiente al espécimen CG02 y se dibuja la gráfica de Momento flector vs flecha máxima al centro de la viga y se compara con el modelo presentado en la sección anterior.

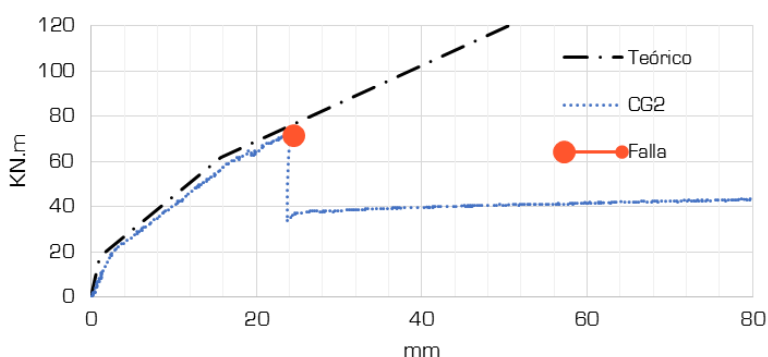


Figura 6.12 Momento – deflexión de la viga CG02.

Con los valores característicos de las etapas I, II y III

| Etapa I | Etapa II | Etapa III máximo |
|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| $M_{cr}=17.920 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=61.682 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=156.527 \text{ KN.m}$ |
| $\Delta_{cr}=1.05 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=15.73 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=72.12 \text{ mm}$ |

Recordando que la falla se presentó en la etapa III

$$M_{cr}=71.852 \text{ KN.m} \quad \Delta_{cr}=23.80 \text{ mm}$$

Durante el ensayo de la viga CG02 se obtuvieron las deformaciones en la fibra externa de hormigón y en los laminados de la cara inferior, con lo que es posible establecer la posición del eje neutro para cada paso de carga o su correspondiente momento flector. En la siguiente

figura se observan las deformaciones en el laminado y el hormigón conforme crece el momento flector y en la figura 6.14 se muestra la gráfica Momento flector vs Eje neutro.

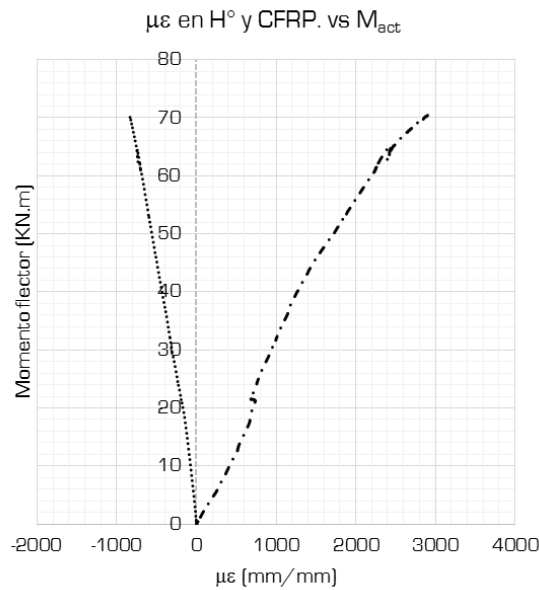


Figura 6.13 Distribución de deformaciones en el laminado y en el hormigón (CG02).

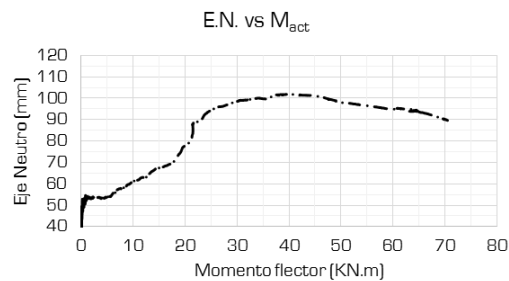


Figura 6.14 Momento flector – Eje Neutro (CG02).

De igual forma es posible obtener la gráfica de momento flector vs flecha y Momento Flector vs curvatura.

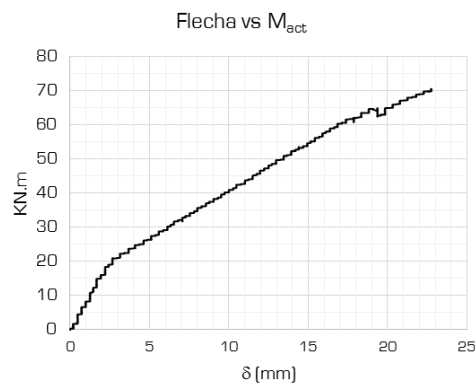


Figura 6.15 Momento actuante vs desplazamiento en el centro de viga (CG02).

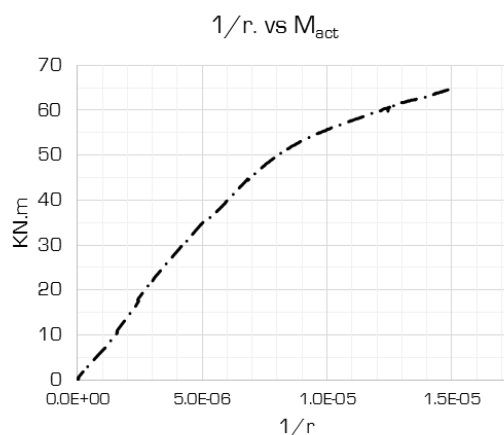


Figura 6.16 Momento flector – Curvatura [CG02].

Se realiza el mismo análisis con los datos correspondiente al espécimen CG03 y se dibuja la gráfica de Momento flector vs flecha máxima al centro de la viga y se compara con el modelo presentado en la sección anterior.

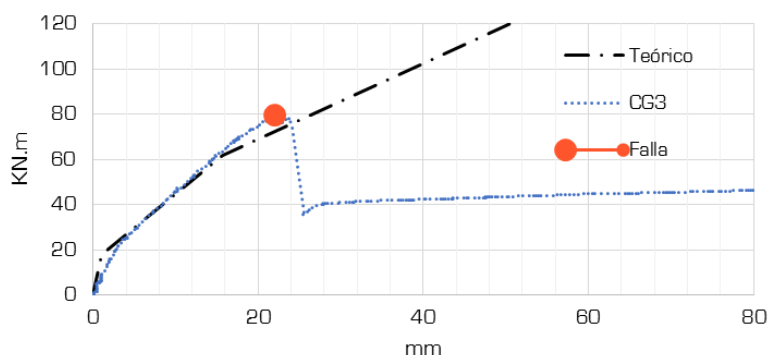


Figura 6.17 Momento – deflexión de la viga CG03.

Con los valores característicos de las etapas I,II y III

| Etapas I | Etapas II | Etapas III máximo |
|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| $M_{cr}=17.920 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=61.682 \text{ KN.m}$ | $M_{cr}=156.527 \text{ KN.m}$ |
| $\Delta_{cr}=1.05 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=15.73 \text{ mm}$ | $\Delta_{cr}=72.12 \text{ mm}$ |

Recordando que la falla se presentó en la etapa III

$$M_{cr}=79.907 \text{ KN.m} \quad \Delta_{cr}=22.50 \text{ mm}$$

Durante el ensayo de la viga CG03 se obtuvieron las deformaciones en la fibra externa de hormigón y en los laminados de la cara inferior, con lo que es posible establecer la posición del eje neutro para cada paso de carga o su correspondiente momento flector. En la siguiente figura se observan las deformaciones en el laminado y el hormigón conforme crece el momento flector y en la figura 6.19 se muestra la gráfica Momento flector vs Eje neutro.

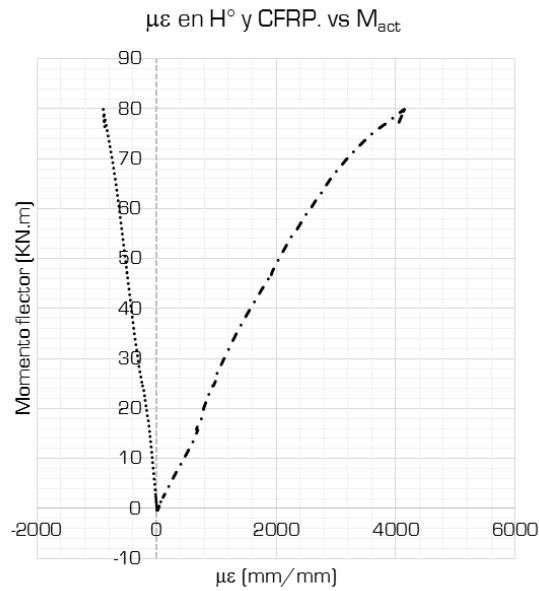


Figura 6.18 Distribución de deformaciones en el laminado y en el hormigón (CG03).

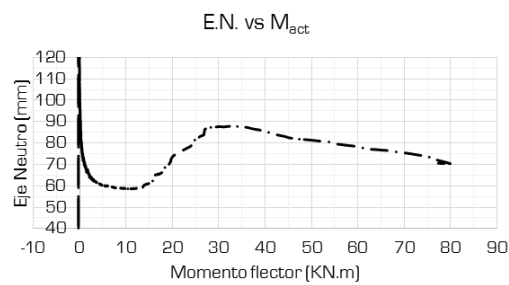


Figura 6.19 Momento flector – Eje Neutro (CG03).

De igual forma es posible obtener la gráfica de momento flector vs flecha y Momento Flector vs curvatura.

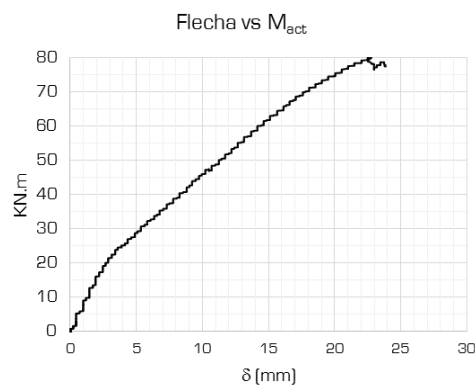


Figura 6.20 Momento actuante vs desplazamiento en el centro de viga (CG03).

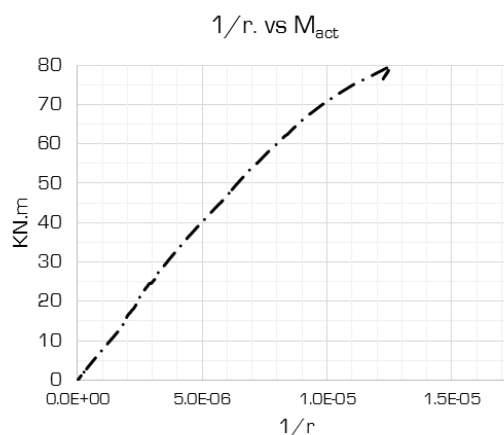


Figura 6.21 Momento flector – Curvatura [CG03].

En el capítulo 5 se muestran los refuerzos para estas tres vigas; que resumiendo, la viga CG01 se reforzó con un laminado, la viga CG02 se reforzó con dos laminados al igual que la viga CG03, a esta última se le agregó refuerzo lateral por cortante.

6.3 Procedimiento de cálculo propuesto

6.3.1 Introducción

De acuerdo con las investigaciones publicadas, y considerando los ensayos realizados, las fallas menos comunes en las vigas externamente reforzadas con laminados CFRP, son las fallas por rotura del laminado y las fallas por delaminación. Las primeras no se presentan comúnmente debido a que los laminados comerciales se fabrican en espesores entre 1.2 y 1.4 mm y en anchos de 50 y 100 mm, que combinados, proveen una fuerza resistente superior a la resistencia al corte del hormigón, provocando la falla antes en el hormigón que en el laminado.

Por lo anterior, las fallas más comunes en vigas son por fisuración intermedia o peeling; El procedimiento de cálculo propuesto para determinar la resistencia última de una sección de hormigón doblemente armada y externamente reforzada con CFRP, se basa en satisfacer la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas, de acuerdo con la figura 6.5, considerando el modo de falla; recordando que pueden ser tres tipos:

Falla por rotura del CRFP *menos común, pero necesario revisar

Falla por delaminación

Falla por desprendimiento por fisura intermedia

Para tal fin es necesario realizar una serie de operaciones a prueba y error hasta determinar la resistencia última.

Antes de iniciar la secuencia de cálculo de la sección externamente reforzada es necesario determinar la resistencia última del elemento original; esto es, determinar μ y V_u de la sección de hormigón armado.

6.3.2 Secuencia de cálculo

Primero se verifica el estado de deformaciones máximo permitido para el laminado, en función de los tres estados probables de falla:

Falla local por desprendimiento inducido por fisura intermedia o peeling

$$\varepsilon_{fd} = 0.4 \sqrt{\frac{f'c}{E_f t_f}} \leq 0.90 \quad (6.82)$$

Falla por delaminación

$$\varepsilon_{fd} = k_m \varepsilon_{fu} \quad k_m = \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{E_f t_f} \right) \leq 0.90 \quad (6.83)$$

Falla por rotura del CRFP

$$\varepsilon_{fd} = 0.90 \varepsilon_{fu} \quad (6.84)$$

El menor valor de los tres anteriores

Posteriormente, se propone un valor inicial para el eje neutro, c , el cual se recomienda iniciar con $c = 0.20 d_f$.

Con los valores anteriores se calculan los correspondientes a los estados de deformaciones en el bloque de hormigón, en el acero de compresión y en el acero de tracción, con las siguientes relaciones:

$$\varepsilon_c = \frac{c}{d_f - c} \varepsilon_{fd} \quad \varepsilon_s = \frac{d_s - c}{d_f - c} \varepsilon_{fd} \quad \varepsilon'_s = \frac{c - d'_s}{d_f - c} \varepsilon_{fd}$$

Obtenidas a partir de la distribución de tensiones y deformaciones mostrada en la figura 6.5. A partir de los valores de deformaciones obtenidos, es posible determinar los estados de tensiones a través de las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{si} \quad \varepsilon_s < \varepsilon_{sf}$$

Aquí se propone el área total del laminado a emplear, recordando que ya se ha sugerido el espesor en el paso inicial; faltando por proponer la base, sin olvidar que existen espesores y anchos comerciales ya establecidos; por lo tanto, al establecer el ancho inicial debemos tener presente que se recomienda que la relación de anchos de laminado y de hormigón sea al menos del 33%. Por lo tanto, únicamente falta por conocer el área de hormigón trabajando a compresión, para lo cual se propone emplear la relación:

$$A_c = k_1 \cdot b \cdot c \quad \text{donde} \quad \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_o}\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = k_1$$

Conociendo los valores de los estados de tensiones en el laminado, en el hormigón y en ambas ramas de acero, tanto a compresión como a tracción, es posible realizar el equilibrio de fuerzas.

$$C_c + F'_s + F_s + F_f = 0$$

Si este equilibrio no se logra, se corrige el valor de "c" y se vuelve a realizar el proceso anterior hasta que se logre el equilibrio.

Finalmente, cuando se ha logrado el equilibrio de fuerzas, se procede a obtener el momento resistente de la sección reforzada, empleando las relaciones conocidas:

$$M_y = M_c + M'_s + M_s + M_f \quad [6.70]$$

Donde:

$$M_c = k_1 k_2 f'_c b c^2 \quad [6.71]$$

$$M'_s = A'_s E'_s \varepsilon'_s (c - d'_s) \quad [6.72]$$

$$M_s = A_s f_y (d_s - c) \quad [6.73]$$

$$M_f = A_f E_f \varepsilon_f (d_f - c) \quad [6.74]$$

para fines de diseño, el momento obtenido, se deberá reducir por el correspondiente factor de minoración.

$$M_d = \phi M_y \quad [6.75]$$

En el siguiente diagrama de flujo se resume el procedimiento de cálculo aquí descrito.

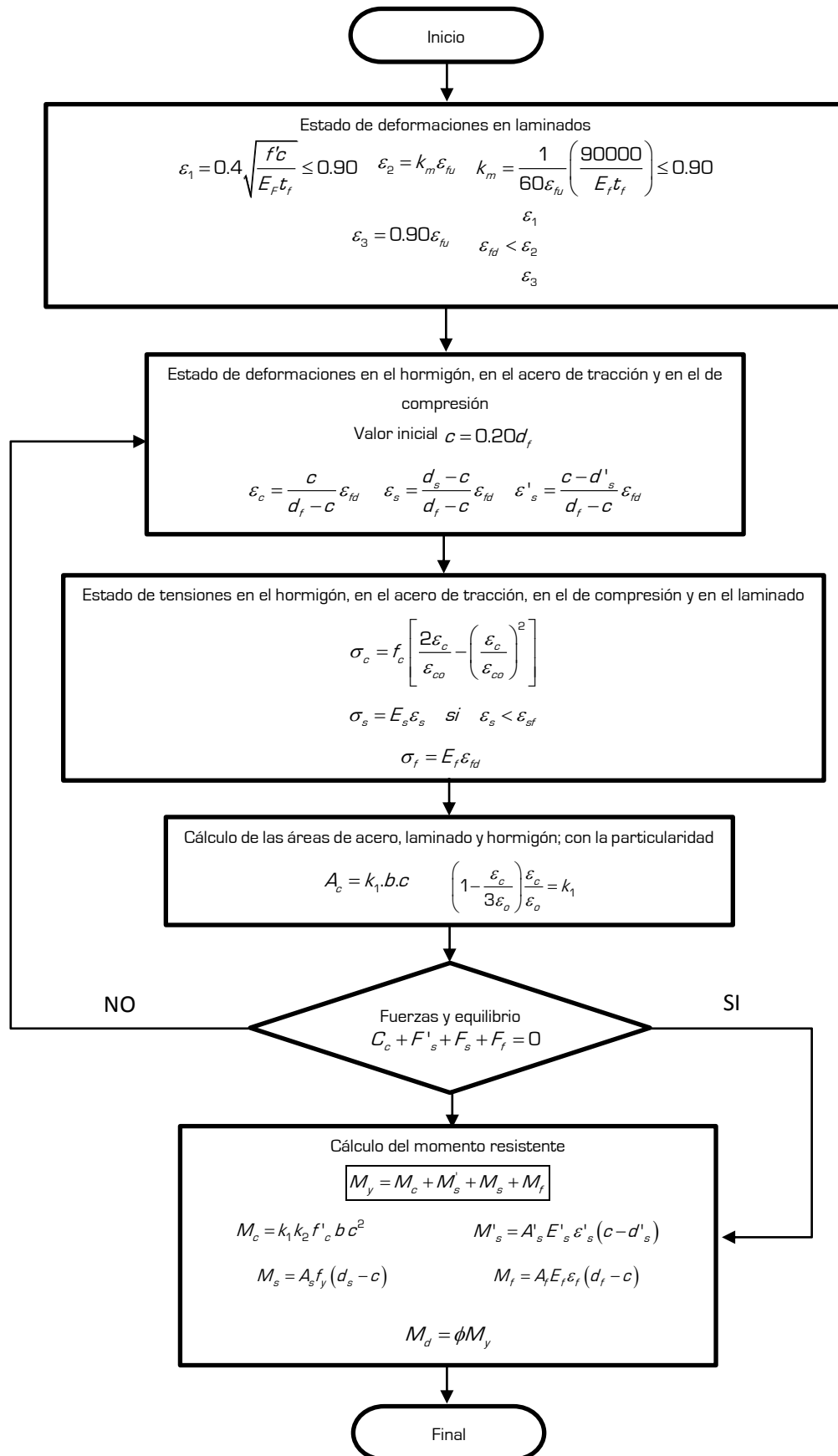


Figura 6.22 Diagrama de flujo

Capítulo 7

Conclusiones

7.1 Ensayos de adherencia

De los ensayos realizados y de la bibliografía consultada, es posible establecer las siguientes conclusiones en cuanto al comportamiento por adherencia de los laminados FRP adheridos externamente a elementos de hormigón reforzado:

La carga máxima depende de varios factores, comprendidos estos en dos bloques, uno, las variables concernientes a las propiedades del laminado, ancho adherido, espesor, módulo de Young y longitud de adherencia.

La variable de longitud se puede descartar si se cumple con adherir una longitud mayor o igual a la longitud mínima de adherencia necesaria. Si se parte del punto de tener siempre adherida la longitud mínima, entonces las variables se reducen al ancho adherido, al espesor del laminado y al módulo de Young.

Por otra parte están las variables concernientes a las propiedades del hormigón; la resistencia a cortante rasante, que resulta determinante en la carga de falla.

De acuerdo con los modelos revisados, existe una correspondencia entre el ancho del laminado adherido y el ancho del elemento de hormigón, conocido como relación geométrica b_t/b_c , esto es evidente, a mayor ancho cubierto mayor capacidad de carga; si recordamos el tipo de falla en el hormigón al momento de la carga máxima, se ve la

necesidad de tener un ancho mayor del elemento de concreto en al menos una vez el ancho del laminado, para que se desarrolle el cono de falla.

Es evidente que las propiedades del adhesivo son factor en la capacidad de carga resistente, si el adhesivo no es capaz de transmitir las cargas que recibe el laminado y distribuir las sobre la superficie adherida transformándolas en fuerzas rasantes, entonces el sistema fallaría por desprendimiento del adhesivo. Esta variable en la actualidad puede anularse al existir una extensa gama de adhesivos epoxicos que superan en varias veces la capacidad portante del hormigón, esto es, para el epoxi empleado (ADHESIVE HT) resistencia a la compresión $f'_{c_{epox}} > 70$ MPa, resistencia a la adherencia al hormigón (desprendimiento por tracción) $f_{t_{epox}} > 5.8$ MPa

En la literatura también se encuentran estudios que verifican las variaciones del comportamiento debido a la rugosidad de la zona adherida; en estos ensayos se ha comprobado que con una rugosidad media (2 – 3 mm) la eficacia de la interface es alta.

Por lo tanto las principales variables son el ancho, espesor y módulo elástico del laminado adherido y la resistencia a la tensión cortante del hormigón, que es dependiente del $f'c$, así como del ancho de la pieza.

En la actualidad, los modelos desarrollados (Capítulo 2) reproducen con buena aproximación el comportamiento del sistema laminado – adhesivo – hormigón.

En particular, en los ensayos realizados se observó un comportamiento altamente frágil al fallar la zona del hormigón, debido a que el laminado FRP no fue llevado al límite de su resistencia así como el adhesivo fue capaz de transmitir las cargas al bloque de hormigón. En conclusión, este tipo de falla es la ideal ya que se aprovecha al completo la capacidad de carga del laminado FRP y se lleva al máximo la capacidad portante por rasante del hormigón.

7.2 Ensayos a flexión

En los ensayos realizados durante el presente estudio fue posible observar el comportamiento de las vigas de hormigón armado trabajando a flexión y reforzadas con laminados adheridos externamente con adhesivos epóxicos; dicho comportamiento depende de las propiedades de los materiales que se adhiere, en esta caso laminados de CFRP, de la interface laminado – adhesivo – hormigón y por supuesto también de las características mecánicas del hormigón, siendo este material el que marca la tendencia en el tipo de falla, siempre y cuando se cuide el diseño del refuerzo de manera tal que se cumplan con la longitud mínima de adherencia así como la selección de la cantidad de laminado.

En conclusión, el diseño trata de usar al máximo la capacidad portante del hormigón ya que es este material el único que no se puede hacer más resistente a través de ningún método.

Generalmente los laminados de uso actual se fabrican en espesores superiores a 1.00 mm y tienen módulos de resistencia del orden de 170 GPa y tensión máxima a la rotura mayores de 2500 MPa; siendo poco probable que fallen por tracción máxima. En los ensayos realizados no se superó el 50% de la deformación de falla del laminado, tanto en las vigas planas como en las vigas de canto.

Con base en estos ensayos podemos concluir que es conveniente fabricar laminados con espesores menores de 1 mm y así obtener más provecho de la cantidad de material dentro del laminado.

La tecnología de las resinas epoxi ha mejorado en los últimos años y en la actualidad la resistencia al corte de estos supera por mucho al rasante resistente por los hormigones de uso común en la construcción ($f'_{c_{epoxi}} > 70 \text{ MPa}$) y ($f_{tepoxi} > 5.8 \text{ MPa}$).

Bajo esta perspectiva, se puede concluir que la técnica de refuerzo mostrada en el presente estudio tiene grandes ventajas sobre de otras técnicas actualmente en uso, al permitir incrementar la capacidad portante en porcentajes que comúnmente alcanzan el 70%. Por otra parte el empleo esta técnica permite incursionar sobre los elementos sin hacerse notar de manera agresiva; no incrementa el volumen ni el peso del elemento y permite colocarse con gran velocidad en comparación con cualquier otra técnica.

La adaptación del método de cálculo de resistencia a flexión de vigas externamente reforzadas con CFRP es sencillo y de fácil uso; con base a los ensayos realizados y a la revisión de los modelos actuales, es posible establecer los valores límite de la deformación en los laminados en función del tipo de falla; falla por rotura del laminado, falla por delaminación y falla por peeling.

En el procedimiento de cálculo propuesto es posible determinar el estado de falla preponderante en la viga reforzada, con la particularidad de proponer un valor inicial para el eje neutro y a partir de este valor desarrollar el equilibrio de fuerzas, de esta manera, la deformación clave es la que se produce en la zona del laminado y combinado con el eje neutro, determina el estado de deformación en la zona del hormigón a compresión, para posteriormente determinar los estados de deformación en los puntos importantes de la sección. Nótese que, al momento de la falla, no necesariamente fallará primero la zona de compresión de la viga de hormigón armado, por lo tanto es necesario considerar la ley constitutiva del hormigón empleado, para determinar el estado de tensiones al interior del mismo y así determinar la fuerza aportada por el bloque de tensiones de compresión del hormigón.

7.3 Líneas de investigación a futuro

La técnica de refuerzo con laminados CFRP adheridos externamente a elementos estructurales de hormigón armado, se ha probado con éxito en diversos trabajos de ingeniería así como se ha evaluado en laboratorio y ha dejado de ser una prometedora propuesta para hacerse un lugar entre los sistemas de refuerzo de estructuras.

Quedan aún mucho trabajo de investigación por desarrollar, actualmente se están probando los laminados inmersos en el hormigón a través del procedimiento de ranurado de la superficie de trabajo a tracción para conseguir que el laminado este adherido en ambas caras a la superficie de hormigón. Esta técnica se probó en el presente estudio aplicándola en una sola viga y se obtuvieron resultados prometedores que valen la pena ser evaluados a través del desarrollo de un estudio completo.

En las siguientes figuras se presenta el ensayo arriba señalado, con la finalidad de mostrar una pequeña parte de esta modalidad de refuerzo.

La viga CG-10 fue reforzada externamente con dos laminados 50 x 1.2 mm adheridos en la cara inferior realizando ranuras de 50 mm de profundidad y 4 mm de ancho.

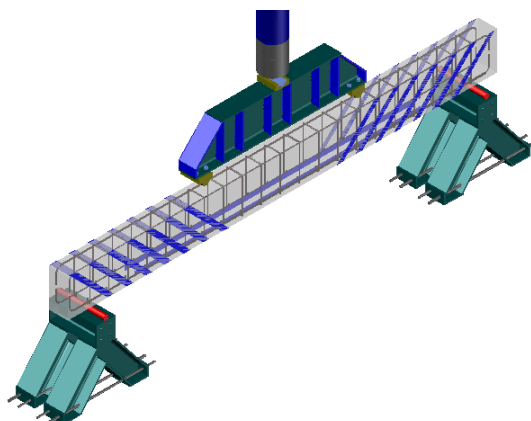


Fig. 7.1 Esquema de carga

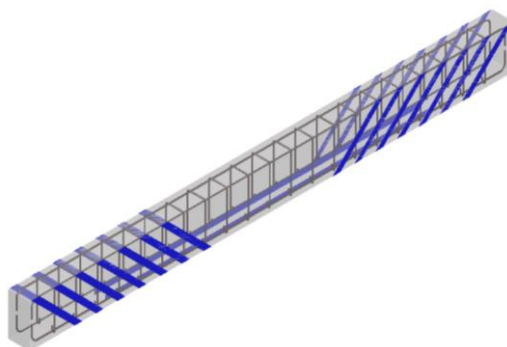


Fig. 7.2 Configuración de la viga CG-10

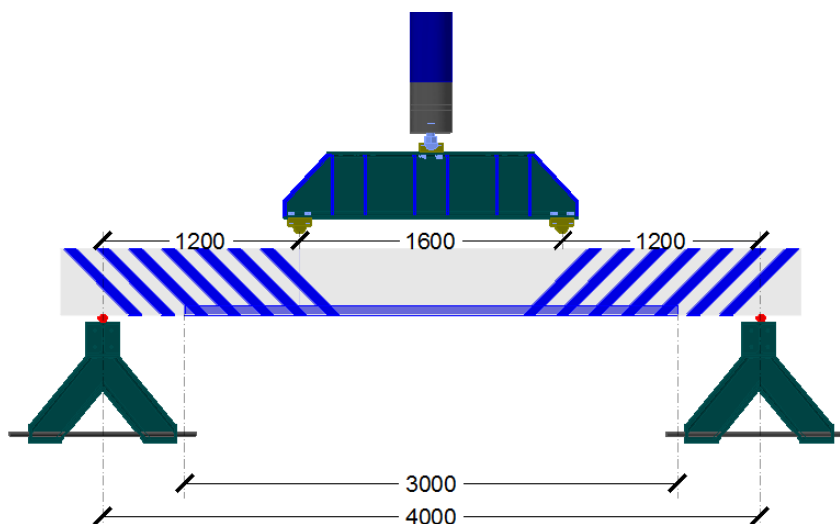


Fig. 7.3 Geometría del ensayo de la Viga CG 10

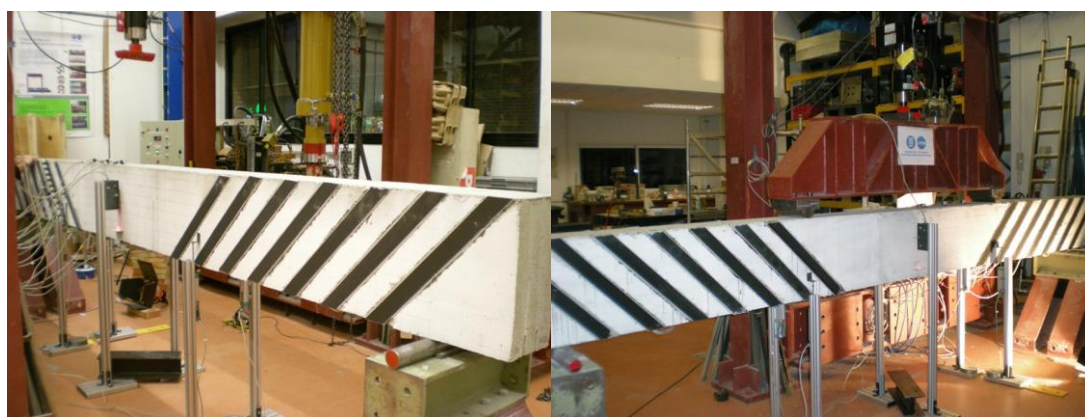


Fig. 7.4 Ensayo de la viga CG 10

La viga fue instrumentada con 6 galgas colocadas sobre el laminado y 3 galgas sobre el hormigón de la cara superior, las galgas se colocaron en los puntos en los que existían fisuras provocadas durante el proceso de precarga realizado en la viga.

Tabla 7.1 Ubicación de galgas extensométricas

| CG-10 | Posición de las SG a partir del centro [cm] | | | | | |
|---------------------------|---|------|------|------|------|------|
| | | 6 | 7 | 8 | | |
| Cara superior Hormigón | - | 22.5 | 42.5 | 61.0 | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Laminado | | | | | | |
| Cara inferior | 0.0 | 20.0 | 40.0 | 60.0 | 80.0 | 155* |



Fig. 7.5 Colocación de las galgas en las caras superior e inferior de la viga CG 10

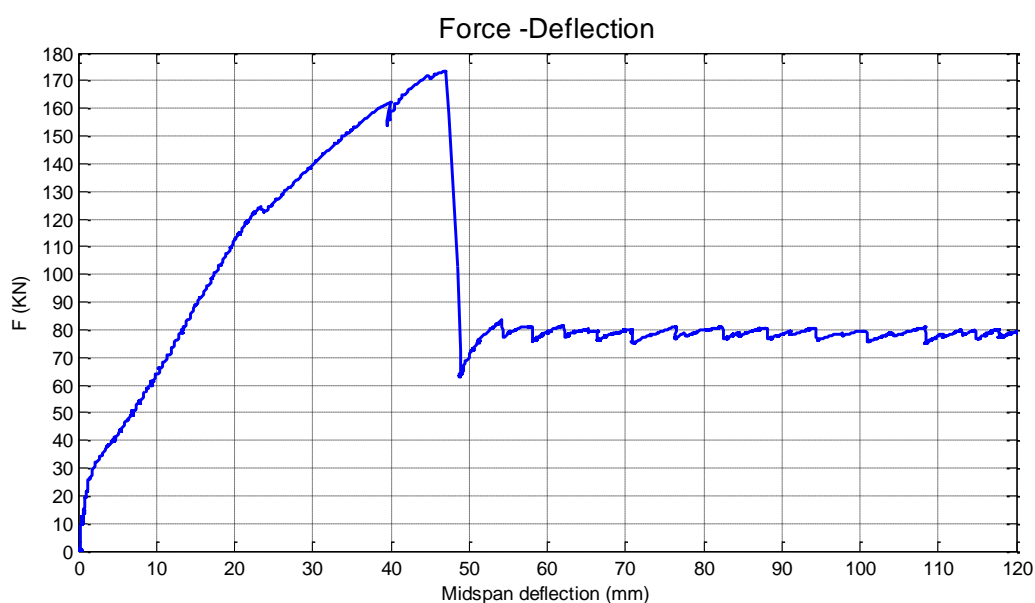


Fig. 7.6 Gráfica Fuerza – desplazamiento de la viga CG 10

Se observa en la figura anterior, el incremento en la resistencia, que en este caso en particular alcanza el doble de la resistencia de la viga en estado normal sin refuerzo exterior. Es evidente la bondad de esta técnica y el camino aún por recorrer para obtener las características dominantes del comportamiento y así poder mejorar los modelos existentes para este tipo de refuerzos.

Por otro lado están los refuerzos con barras de CFRP, los cuales van embebidos en el hormigón y merecen una mención aparte.

Referencias

- 1) ACI 440.2R-02, ACI Committee 440. [2005]. "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", MCP 2005, ACI, Michigan, USA.
- 2) ACI 440.2R-08, ACI Committee 440. [2008]. "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", MCP 2010, ACI, Michigan, USA.
- 3) ACI Committee 440 [2002]. "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures" [ACI 440.2R-02]. USA: American Concrete Institute;
- 4) Ahmed, O. and van Gemert, D. [1999]. "Effect of longitudinal carbon fibre reinforced plastic laminates on shear capacity of reinforced concrete beams. Proceedings of the 4th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures", Baltimore, Maryland, USA, Dolan et al. (eds), pp. 933-943.
- 5) Aiello MA, Ombres L.[2004] "Cracking and deformability analysis of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded carbon fiber reinforced polymer sheets". J Mater Civil Eng. 2004; 16(5):392–400.
- 6) American Concrete Institute [ACI]. [1989]. "Building code requirements for reinforced concrete." ACI 318-89, Detroit.
- 7) Arduini, M. and Nanni, A. [1997]. "Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets, Journal of Composites for Construction", ASCE, 1(2): 63-70.
- 8) AS 3600. [1988]. "Concrete structures AS 3600". Standards Australia, Sydney, Australia.
- 9) Bakay, R. [2003]. "Midspan Shear Debonding of CFRP Laminated Reinforced Concrete Beams. MSc Thesis, Department of Civil Engineering", University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada.

- 10) Bakay, R., Sayed-Ahmed, E.Y., Shrive, N.G. (2009). "Interfacial Debonding Failure for Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Strips", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(1): pp. 103-121.
- 11) Beber AJ, Campos Filho A. Campagnolo JL. (1999) "Flexural strengthening of RC beams with CFRP sheets". In: *Proceeding of the 8th international structural faults and repair conference*, London.
- 12) Bencardino F, Spadea G, Swamy RN. (1998) "Structural behaviour of composite RC beams with externally bonded CFRP". *J Compos Construct* 1998; 2(3):132–7.
- 13) Bizindavyi, L. and Neale, K. W. (1999). "Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete". *Journal of Composites for Construction*, 3(4):153-160.
- 14) Bizindavyi, L., and Neale, K. W. (1997). "Experimental and theoretical investigation of transfer lengths for composite laminates bonded to concrete." *Proc., Annu. Conf. of Can. Soc. for Civ. Engrg., Vol. 6: Struct. —Compos. Mat., Struct. Sys, Telecommunication Towers*, Sherbrooke, Quebec, Canada, 51–60.
- 15) Blaschko, M., Niedermeier, R., and Zilch, K. (1996). "Bond failure modes of flexural members strengthened with FRP." *Fiber Compos. In Infrastruct, Proc., 2nd Int. Conf. on Compos. in Infrastruct.*, H. Saadatmanesh and M. R. Ehsani, eds., 315–327.
- 16) Bonacci J., Maalej M. (2000) "Externally bonded fiber-reinforced polymer for rehabilitation of corrosion damaged concrete beams". *ACI Struct J* 2000; 97(5):703–11.
- 17) Bonacci J., Maalej, M. (2001). "Behavioral trends of RC beams strengthened with externally bonded FRP", *Journal of Composites for Construction*, 5(2): 102-113.
- 18) Breña, S.F., Bramblett, R.M., Wood, S.L., and Kreger, M.E. (2003). "Increasing flexural capacity of reinforced concrete beams using carbon fibre reinforced polymer composites". *ACI Structural Journal*. 100(1): 36-46.
- 19) British Standards Institution (BSI). (1985). "Structural use of concrete, Part 1: Code of practice for design and construction." BSI 8110, London.
- 20) Brosens, K., and Gemert, D. V. (1999). "Anchorage design for externally bonded carbon fiber polymer laminates." *Proc. of the Fourth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-4)*, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, 635–645.
- 21) Brosens, K., and Van Gemert, D. (1997). "Anchoring stresses between concrete and carbon fibre reinforced laminates, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", *Proceedings of the 3rd International Symposium*, Sapporo, Japan, pp. 271-278.
- 22) Buyukozturk, O. and Hearing, B. (1998). "Failure behaviour of precracked concrete retrofitted with FRP", *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(3): 138-144.
- 23) Cao, S. Y., Chen, J. F., Pan, J. W., and Sun, N. (2007). "ESPI measurement of bond-slip relationships of FRP-concrete interface." *J. Compos. Constr.*, 11(2), 149–160.
- 24) CEB-FIP (1993). "Model code for concrete structures". *CEB Bulletin d'Information. Comité Euro international du Béton*, Lausanne, Switzerland; 1993.

-
- 25) Ceroni F, Prota A. [2001]. "Experimental behaviour of RC beams strengthened by FRP sheets". In: Figueras J, Juvandes L, Faria R, editors. *Proceedings of the international conference on composites in constructions*, Porto; 2001. p. 499–504.
- 26) Chaallal O, Nollet MJ, Perraton D. [1998]. "Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fiber-reinforced-plastic plates: design guidelines for shear and flexure". *Canadian Journal of Civil Engineering* 1998; 25(4):692–704.
- 27) Chajes, M. J., Finch, W. W. Jr., Januszka, T. F., and Thomson, T. A. Jr. [1996]. "Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete." *ACI Struct. J.*, 93(2), 295–303.
- 28) Chajes, M. J., Januszka, T. F., Merta, D. R., Thomson, T. A. Jr., and Finch, W. W. Jr. [1995]. "Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics." *ACI Struct. J.*, 92(3), 295–303.
- 29) Chajes, M.J., Finch Jr., W.W., Januszka, T.F., and Thomson Jr., T.A. [1996]. "Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete". *ACI Structural Journal*, 93(2):208-217.
- 30) Chajes, M.J., Thomson, T.A., Januszka, T.F., and Finch Jr., W.W. 1994. "Flexural strengthening of concrete beams using externally bonded composite materials". *Construction and Building Materials*. 8(3):191-201.
- 31) "Challal, O., Nollet, M. J. and Perraton, d. [1998]. ""Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fibre reinforced plastic plates: design guidelines for shear and flexure"". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(4):692-704."
- 32) Chan TK, Niall M. [2001] "Strengthening of one-way slabs using carbon fibre plates. The effect of preload". *CSE Bulletin No 14*, Nanyang Technology University, Singapore; 2001.
- 33) Chen JF, Teng JG. [2001] "Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete". *J Struct Eng* 2001; 127(7):784–791.
- 34) Chen, J.F., Yuan, H., and Teng, J.G. [2007]. "Debonding failure along a softening FRP-to-concrete interface between two adjacent cracks in concrete members". *Engineering Structures*, Elsevier, 29(1): 257-270.
- 35) Cheng, L., and Karbhari, V.M. [2006]. "Fatigue behaviour of a steel-free FRP-concrete modular bridge deck system *Journal of Bridge Engineering*", ASCE, 11(4): 478-488.
- 36) Cheng, L., Zhao, L., Karbhari, V.M., Hegemier, G.A., and Seible, F. [2005]. "Assessment of a steel-free FRP-composite modular bridge system, *Journal of Structural Engineering*", ASCE, 131(3): 498-506.
- 37) Chiew SP, Sun Q, Yu Y. [2007]. "Flexural strength of RC beams with GFRP laminates". *J Compos Construct* 2007; 11(5):497–506.
- 38) Christoffersen, J., Hauge, L., and Bjerrum, J. [1999]. "Footbridge with carbon-fibre-reinforced polymers", Denmark. *Structural Engineering International*, IABSE, 9(4):254-265
- 39) CNR DT 200. [2004] "Instructions for design, execution and control of strengthening interventions by means of fibre-reinforced composites". Italian National Research Council; 2004 [in Italian].
- 40) Comisión Permanente del Hormigón [CPH]. [2008]. "Instrucción del hormigón estructural: EHE-08." Ministerio de Fomento de España [in Spanish].
-

- 41) Cruz, P. J. S., Marí, A. R., and Roca, P. (1998). "Non-linear time-dependent analysis of segmentally constructed structures." *J. Struct. Eng.*, 124(3), 278–287.
- 42) CSA S806-02. (2002). "Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers". Canadian Standards Association CSA, Ontario, Canada.
- 43) Dai JG, Ueda T. (2003). "Local bond stress slip relations for FRP sheets concrete interfaces". In: *Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures*. Singapore: World Scientific Publications; 2003. p. 143–52.
- 44) Dai, J., Ueda, T. & Sato, Y., (2005). "Development of the Nonlinear Bond Stress – Slip Model of Fiber Reinforced Plastics Sheet – Concrete Interfaces with a Simple Method". *Journal of Composites for Construction*, 9[1], pp.52-62.
- 45) De Lorezis L, Miller B, Nanni A. (2001) "Bond of fiber-reinforced polymer laminates to concrete". *ACI Material Journal* 2001; 98(3):256–64.
- 46) Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H., and Tao, S. (1996). "Design recommendations for bond of GFRP rebars to concrete." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 122(3), 247–254.
- 47) El-Refaie, S. A., Ashour, A. F., and Garrity, S. W. (2003). "CFRP strengthened continuous beams." *Proc., Institution of Civil Engineers, Structures, and Buildings*, 156(SB4), 395–404.
- 48) Esfahani, M.R., Kianoush, M.R., and Tajari, A.R. (2007). "Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets". *Engineering Structures*, Elsevier, inpress.
- 49) Eurocode 2 – EC2. (1992) "Common unified rules for reinforced concrete structures". ENV 1992-1-1. Brussels: European Committee for Standardisation; 1992.
- 50) European Committee for Standardization (CEN). (2004). "Design of concrete structures, part 1.1: General rules and rules for buildings." *Eurocode 2, ENV 1992-1-1: 2004*: E, Brussels, Belgium.
- 51) Faella C, Martinelli E, Nigro E. (2006) "Intermediate debonding in FRP strengthened RC beams: a parametric analysis". In: *2nd world fib conference*, Naples; 2006.
- 52) Faella C, Martinelli E, Nigro E. (2002) "Steel and concrete composite beams with flexible shear connection: "exact" analytical expression of the stiffness matrix and applications". *Comput Struct* 2002; 80/11:1001–9.
- 53) Faella, C., Martinelli, E., and Nigro, E. (2008). "Formulation and validation of a theoretical model for intermediate debonding in FRP strengthened RC beams." *Composites, Part B*, 39(4), 645–655.
- 54) Fang TQ. (2002) "Study on U-shaped sheet behaviour of anti-debonding in the concrete beam reinforced flexurally with FRP. Master's thesis", Tsingua University, China; 2002.
- 55) Fanning, P. J. and Kelly, O. (2001). "Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates". *Journal of Composites for Construction*, 5(2): 122-127.
- 56) Federation Internationale du Beton (FIB). (2001). "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures." *Bulletin 14*, Technical report on the "Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures," Task Group 9.3 FRP Reinforcement for Concrete Structures, Lausanne, Switzerland.

-
- 57) Fukuzawa, K., Numao, T., Wu, Z., Yoshizawa, H., and Mitsui, M. (1997). "Critical strain energy release rate of interface debonding between carbon fibre sheet and mortar." *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute, Sapporo, 1*, 295-302.
- 58) Gao B, Leung WH, Cheung CM, Kim JK, Leung CKY. (2001). "Effects on adhesive properties on strengthening of concrete beams with composite strips". In: Teng JG, editor. *Proceedings of the international conference on FRP composites in civil engineering - CICE, Honk Hong; December 2001*. p. 423-32.
- 59) Gao Bo, Kim JK, Leung CKY. (2004) "Experimental study on RC beams with FRP strips bonded with rubber modified resins". *Compos Sci Technol* 2004; 64:2257-64.
- 60) Garden HN, Hollaway L. (1998). "An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams". *Compos Struct* 1998; 42:175-88.
- 61) Garden HN, Quantrill RJ, Hollaway LC, Thorne AM, Parke GAR. (1998) "An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plate used to strengthen reinforced concrete beams". *Construct Build Mater* 1998; 12.
- 62) Garden, H. N. and Hollaway, L. C. (1998). "An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates", *Composites: Part B*, 29B: 411-424.
- 63) Garden, H. N., Hollaway, L.C. and Thorne, A. M. (1998). "The strengthening and deformation behavior of reinforced concrete beams upgraded using prestressed composite plates", *Materials and Structures, RILEM* , 31(208): 247-258.
- 64) GB 50010. (2002) "Code for design of concrete structures". Beijing: China Building Industry Press; 2002 [in Chinese].
- 65) Guan, H., Karbhari, V.M., and Sikorsky, C. 2006. "Webbased structural health monitoring of a FRP composite bridge", *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 21(1): 39-56.
- 66) Hamilton, H. R., III, and Dolan, C. W. (2000). "Durability of FRP reinforcements for concrete." *Prog. Struct. Eng. Mater.* 2(2), 139-145.
- 67) Herfferman, P.J., and Erki, M.A. (1996). "Equivalent capacity and efficiency of reinforced concrete beams strengthened with carbon fibre reinforced plastic sheets". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(1):21-29.
- 68) Hiroyuki, Y. and Wu, Z. (1997). "Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened member subject to tension". *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the 3rd International Symposium, Sapporo, Japan*, pp. 287-294.
- 69) Holzenkaempfer. (1994) "Ingenieurmodelle des verbundes geklebter bewehrung fur betonbauteile". Dissertation, TU Braunschweig; 1994 [in German].
- 70) Horiguchi, T., and Saeki, N. (1997). "Effect of test methods and quality of concrete on bond strength of CFRP sheet." *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute, Sapporo, 1*, 475-482.
- 71) Hosny, A.A., Sayed-Ahmed, E.Y., Abdelrahamn, A.A., Alhlaby, N.A. (2006a). "Strengthening precast-prestressed hollow core slabs to resist negative moments using CFRP strips: an experimental investigation and a critical review of CSA 806-02". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(8): 955-967.
-

- 72) Hosny, A.A., Sayed-Ahmed, E.Y., Abdelrahman, A.A., Alhlaby, N.A. [2006b.] "CFRP strengthening of prestressed precast hollow core slabs to resist negative moments: an experimental investigation and a critical review of ACI 440.2 R-02 provisions". Proceedings, 1st International Structural Specialty Conference, CSCE Annual General Conference: Towards a Sustainable Future, Calgary, Alberta, Canada. May 2006, pp. ST055 1-10.
- 73) Hutchinson, A. R. and Rahimi, H. [1993]. "Behaviour of reinforced concrete beams with externally bonded fibre reinforced plastics", Proceedings of the 5th International Conference on Structural Faults and Repairs", University of Edinburgh, July 1993, Forde [Ed.], Vol. 3, Engineering Technics Press, Edinburgh, UK, pp 221-228.
- 74) Izumo, K., Saeki, N., Fukao, M., and Horiguchi, T. [1999]. Bond behavior and strength between fiber sheets and concrete. Transactions of the Japan Concrete Institute, 21: 423-430.
- 75) Jansze, W. [1997]. "Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates", PhD thesis, Delft University of Technology.
- 76) JCI (Japanese Concrete Institute). [2003]. "Technical Report of Technical Committee on Retrofit Technology. Proceedings of the International Symposium on Latest Achievement of Technology and Research on Retrofitting Concrete Structures". Kyoto, Japan, 2003, pp. 4-42.
- 77) JCI. [2003]. Technical report of technical committee on retrofit technology. In: Proc., international symposium on latest achievement of technology and research on retrofitting concrete structures. 2003.
- 78) JSCE. [2001] Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets. Concrete engineering series, vol. 41; 2001.
- 79) Kang, Y. J., and Scordelis, A. C. [1990]. "Non-linear segmental analysis of reinforced and prestressed concrete bridges." Proc., 3rd Int. Conf. on Short and Medium Span Bridges, Toronto, Ontario, Canada, 229-240.
- 80) Karbhari, V. M., and Seible, F. [2000]. "Fiber reinforced composites— Advanced materials for the renewal of civil infrastructure." Adv. Compos. Mater. 7(2-3), 95-124.
- 81) Karbhari, V. M., Niu, H., and Sikorsky, C. [2006]. "Review and comparison of fracture mechanics-based bond strength models for FRP-strengthened structures." J. Reinf. Plast. Compos. 25(17), 1757-1794.
- 82) Karbhari, V.M., Seible, F., Burgueno, R., doval, A., Wernli, M., and Zhao, L. [2000]. "Structural characterization of fibre reinforced composite short- and medium- span bridge systems", Applied Composite Materials, 7(1): 151-182
- 83) Khalifa A, Gold WJ, Nanni A, Aziz A. [1998] "Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members". Journal of Composites for Construction, ASCE 1998; 2(4):195-203.
- 84) Kishi N, Mikami H, Sato M, Matsoka K. [1998]. "Flexural bond behaviour of RC beams externally bonded with FRP sheets". In: Proceedings of the Japan Concrete Institute 1998; 20(1):515-20.
- 85) Kobatake, Y., Kimura, K., and Ktsumata, H. [1993]. "A retrofitting method for reinforced concrete structures using carbon fibre." Fibre reinforced- plastic (FRP) reinforcement for concrete structures: properties and applications, A. Nanni, ed., Elsevier Science, Amsterdam, 435-450.

-
- 86) Kotynia R. (2005). "Debonding failures of RC beams strengthened with externally bonded strips". In: Chen JF, Teng JG, editors. *Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures (BBFS 2005)*; 8–10 December 2005. p. 247–52.
- 87) Lamanna, A.J., Bank, L.C., and Scott, D.W. (2004). "Flexure strengthening of reinforced concrete beams by mechanically attaching fibre-reinforced polymer strips". *Journal of Composite for Construction, ASCE*, 8(3): 203-210
- 88) Lee S, Moy SA. (2007). "Method for predicting the flexural strength of RC beams strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer". *J Reinf Plast Compos* 2007; 26(14):1383–401.
- 89) Lee, Y. J., Boothby, T. E., and Bakis, C. E. (1999). "Slip modulus of FRP sheets bonded to concrete. *Journal of Composites for Construction*", 3(4): 161-167.
- 90) Liu I, Oehlers DJ, (2004) "Seracino R. Parametric study of intermediate crack (IC) debonding on adhesively plated beams". In: *Proceedings of FRP composites in civil engineering – CICE 2004*, Adelaide, Australia, 8– 10 December, 2004.
- 91) Liu, I.S.T., Oehlers, D.J. & Seracino, R., (2007). "Study of Intermediate Crack Debonding in Adhesively Plated Beams". *Journal of Composites for Construction*, 11(2), pp.175-183.
- 92) Lu XZ, Ye LP, Teng JG, Jiang JJ. (2005). "Meso-scale finite element model for FRP plates/sheets bonded to concrete". *Engineering Structures* 2005; 27(4):564–75.
- 93) Lu, X. Z., Teng, J. G., Ye, L. P., and Jiang, J. J. (2005). "Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete." *Eng. Struct*, 27(6), 920–937.
- 94) Lu, X.Z. et al., (2007). "Intermediate Crack Debonding in FRP-Strengthened RC Beams: FE Analysis and Strength Model". *Journal of Composites for Construction*, 11(2), pp.161-174.
- 95) Maalej M, Leong KS. (2005). "Effect of beam size and FRP thickness on interfacial shear stress concentration and failure mode of FRP-strengthened beams". *Compos Sci Technol* 2005; 65:1148–58.
- 96) Maalej, M., and Bian, Y. (2001). "Interfacial shear stress concentration in FRP-strengthened beams". *Composite Structures*. 54: 417-426
- 97) Maeda T, Komaki H, Tsubonai K., Murakami K. (2001). "Strengthening effects of CFRP sheet bonding using soft resins". In: *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, vol. 23(1); 2001. p. 817–22.
- 98) Maeda, T., Asano, Y., Sato, Y., Ueda, T., and Kakuta, Y. (1997). "A study on bond mechanism of carbon fiber sheet." *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct. Proc.*, 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute, Sapporo, 1, 279–285.
- 99) Malek, A. M., Saadatmanesh, H., and Ehsani, M. R. (1998). "Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end." *ACI Struct. J.*, 95(1), 142–152.
- 100) Marí, A. R. (2000). "Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames." *Eng. Struct*, 22(6), 585–596.
- 101) Matthys, S. (2000). "Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement." Ph.D. thesis, Faculty of Engineering, Dept. of Structural Engineering, Ghent Univ., Ghent, Belgium.
-

- 102) Matthys, S., Taerwe, L., and Nurchi, A. (2003). "Tests on multi directional CFRP reinforcement for strengthening of concrete beams", Proceedings of ICPCM- A New Era of Building, Cairo, 18-20 Feb 2003, El-Deib et al. (Eds), Elmaarefa Printing House, Egypt, pp. 767- 776.
- 103) McKenna, J.K. (1993). "Post strengthening of reinforced concrete members using fibre composite materials", M. Eng. Thesis, Department of Civil Engineering, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario, Canada.
- 104) Meier, U. (1995). "Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites", Construction and Building Materials, 9(6): 341-351.
- 105) Meier, U. and Kaiser, H. (1991). Strengthening of structures with CFRP laminates, Proceedings of Specialty Conference on Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures, Las Vegas, January 31 – February 1, 1991, Srinivasa and Sen (Eds), ASCE pp.224-232.
- 106) Mirza, S., Hatzinikolas, M., and MacGregor, J. (1979). "Statistical descriptions of the strength of concrete". Journal of Structural Engineering, ASCE, 105(ST6):1021-1037.
- 107) Monti, G., Renzelli, M., and Luciani, P. (2003). "FRP adhesion in uncracked and cracked concrete zones." Proc. of the Sixth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), No. 1, World Scientific, Singapore, 183 – 192.
- 108) MSC.Marc. (2003). "User's manual". MSC Software Corporation; 2003.
- 109) Mukhopadhyaya, P and Swamy, N. (2001). "Interface shear stress: a new design criterion for plate debonding", Journal of Composites for Construction, 5(1): 35-43
- 110) Nakaba K, Toshiyuki K, Tomoki F, Hiroyuki Y. (2001) "Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates and concrete". ACI Structural Journal 2001; 98(3):359–367.
- 111) Nanni, A. (1993). "Flexural behavior and design of RC members using FRP reinforcement." J. Struct. Eng., 119(11), 3344–3359.
- 112) National Research Council. (2004). "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures – CNR-DT200", Rome, Italy; 2004.
- 113) Neubauer U, Rostasy FS. (1999). "Bond failure of concrete fiber reinforced polymer plates at inclined cracks-experiments and fracture mechanics model". In: Proc. of 4th international symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures, SP-188. Farmington Hills (MI): ACI; 1999. p. 369–82.
- 114) Neubauer, U., and Rostäsy, F. S. (1997). "Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates." Proc., 7th Int. Conf. on Struct. Faults and Repairs, ECS Publications, Edinburgh, Scotland, 2, 109–118.
- 115) Nguyen, D. M., Chan, T. K. and Cheong, H.K. (2001). "Brittle failure and bond development length of CFRP concrete beams". Journal of Composites for Construction, ASCE, 5(1): p 12-17.
- 116) Niedermeier, R. (1996). "Stellungnahme zur richtlinie für das verkleben von betonbauteilen durch ankleben von stahllaschen – entwurf märz 1996", Schreiben Nr. 1390 vom 30.10.1996 des Lehrstuhls für Massivbau, TU München.

-
- 117) Niu H, Wu Z. (2000). "Study on debonding failure load of RC beams strengthened with FRP sheets". *J Struct Eng* 2000; 46A:1431–41.
- 118) Niu H, Wu Z. (2001). "Interfacial debonding mechanism influenced by flexural cracks in FRP-strengthened beams". *J Struct Eng* 2001; 47A:1277–88.
- 119) Niu H, Wu Z. (2007). "Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites". *Doboku Gakkai Ronbunshuu E* 2007; 63(4):620–39.
- 120) Niu HD, Vasquez A, Karbhari V. (2006). "Effect of material configuration on strengthening of concrete slabs by CFRP composites". *Composites Part. B: Engineering* 2006; 37(2–3):213–26.
- 121) Norris, T., Saadatamanesh, H. and Ehsani, M. (1997). "Shear and flexural strengthening of RC beams with carbon fiber sheets", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123(7): 903 – 911.
- 122) Oehler DJ, Park SM, Mohamed Ali MS. (2003). "A structural engineering approach to adhesive bonding longitudinal plates to RC beams and slabs". *Composites: Part A* 2003; 34(12):887–97.
- 123) Oehlers, D.J. (1992). "Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits", *Journal of Structural Engineering*, 118(8): 2023-2038.
- 124) Oehlers, D.J. and Moran, J.P. (1996). "Premature Failure of Externally Plated Reinforced Concrete Beams", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 116(4): 978-995.
- 125) Oehlers, D.J., Liu, I.S.T., Seracino, R., Mohamed Ali, M.S. (2004). "Prestress model for shear deformation debonding of FRP- and steel-plated RC beams". *Magazine of Concrete Research*, 49(178): 55-65.
- 126) Oehlers, D.J., Park, S.M., and Mohamed Ali, M.S. (2003). "A structural engineering approach to adhesive bonding longitudinal plates to RC beams and slabs". *Composite: Part A*, 34(12): 887-897.
- 127) Oller, E. (2005). "Peeling failure in beams strengthened by plate bonding a design proposal." Ph.D. thesis, Construction Engineering Dept., Technical Univ. of Catalonia, Spain.
- 128) Oller, E., Cobo, D., and Marí, A. R. (2009). "Interface behavior in FRP strengthened beams subjected to transverse loads. Maximum transferred force." *J. Compos. Constr.*, 13(1), 35 – 44.
- 129) Pham H, Al-Mahaidi R. (2004) "Prediction models for debonding failure loads of CFRP retrofitted RC beams". In: *Proceedings of FRP composites in civil engineering – CICE 2004*, Adelaide, Australia, 8– 10 December; 2004.
- 130) Pham HB, Al-Mahaidi R. (2006). "Prediction models for debonding failure loads of carbon fiber reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beams". *J Compos Construct* 2006; 10(1):48–59.
- 131) Pham, H. B., and Al-Mahaidi, R. (2004). "Finite element modelling of RC beams retrofitted with CFRP fabrics." *Special Publication SP-230-29*, American Concrete Institute (ACI), Detroit, 499–514.
-

- 132) Rahimi, H. and Hutchinson, A. (2001). "Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates". *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 5(1): p 44-56.
- 133) Raoof, M. and Zhang, S. (1996). "Analysis of plate peeling failure of RC beams with externally bonded plates, *Proceedings of the International Conference on Concrete in the Service of Mankind: Concrete Repair Rehabilitation and Protection*", University of Dundee, Scotland, UK, 24- 26 June 1996, Dhir and Jones (Eds), E & FN Spon, pp. 605-614.
- 134) Raoof, M. and Zhang, S. (1997). "An insight into the structural behaviour of reinforced concrete beams with externally bonded plates". *Proceedings of the Institution of Civil Engineering: Structures and Buildings*, 122: 477-492.
- 135) Raoof, M., and Hassanen M.A.H. (2000). "Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre reinforced plastics or steel plates glued to their soffits". *Proceedings of the institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 140: 291-305.
- 136) Reising, R.M.W., Shahrooz, B.M., Hunt, V.J., Neumann, A.R., and Helmicki, A.J. (2004). "Performance comparison of four fibre reinforced polymer deck panels". *Journal of Composite for Construction*, ASCE, 8(3): 265-274.
- 137) Ritchie, P.A., Thomas, D.A. Lu, L.W. and Connelly, M.G. (1991). "External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics", *ACI Structural Journal*, 88(4): 490-500.
- 138) Roberts TM. (1988) "Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams". *Struct Eng* 1988; 66(5):85-94.
- 139) Roberts, T. M. (1989). "Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams." *The Struct. Engr.*, London, 67(12/20), 229-233.
- 140) Rosenboom O, Rizkalla S (2007). "Analytical modelling of flexural debonding in CFRP strengthened reinforced or prestressed concrete beams". In: *Proceedings of the 8th international symposium on fiber-reinforced polymer reinforcement for concrete structures (FRPRCS-8)*, Patras, Greece, 16-18 July 2007.
- 141) Rosenboom, O. Rizcalla, S., (2008). "Experimental study of intermediate crack debonding in fiber reinforced Polymer strengthened beams". *ACI Structural Journal*, 105(1), pp.41-50.
- 142) Ross C.A., Jerome, D.M., Tedesco, J.W. and Hughes, M.L. (1999). "Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates", *ACI Structural Journal*, 96 (2): 212-220.
- 143) Rots JG, Blaauwendraad J. (1989). "Crack models for concrete: discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating?" *Heron* 1989; 34(1).
- 144) Saadatmanesh, H., and Ehsani, M.R. (1991). "RC Beams strengthened with GFRP plates. I: Experimental Study". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(1): p 3417-3433.
- 145) Sadadatmanesh, H. and Malek, A.M. (1998). "Design guidelines for flexure strengthening of RC beams with FRP plates". *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(4): 158-164.
- 146) Saenz LP. Discussion of equation for the stress-strain curve of concrete by Desayi and Krishnan. *ACI J* 1964;61: 1229-35.
- 147) Said, H. & Wu, Z., (2008). "Evaluating and Proposing Models of Predicting IC Debonding Failure". *Journal of Composites for Construction*, 12(3), pp.284-299.

-
- 148) Sato, Y., Asano, Y., and Ueda, T. (2001). "Fundamental study on bond mechanism of carbon fiber sheet". *Concrete Library International*, JSCE, 37: 97-115.
- 149) Sato, Y., Kimura, K., and Kobatake, Y. (1997). "Bond behaviors between CFRP sheet and concrete, *Journal of Structural and Construction Engineering*", AIJ [in Japanese], 500: 75-82.
- 150) Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y., and Tanaka, T. (1996). "Shear reinforcing effect of carbon fibre sheet attached to side of reinforced concrete beams". *Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Montreal, Canada, 11-14 August, 1996, El-Badry (ed.), CSCE, p 621-627.
- 151) Savioa M, Farracuti B, Mazzotti D. (2003) "Non-linear bond-slip law for FRPconcrete interface. In: *Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures*". Singapore: World Scientific Publications; 2003. p. 163-72.
- 152) Sayed-Ahmed, E.Y., Riad, A.H., Shrive, N.G. (2004). "Flexural strengthening of precast reinforced concrete bridge girders using bonded CFRP strips or external posttensioning". *Canadian Journal of Civil Engineering*. 31(3): 499-512.
- 153) Sebastian, W.M. (2001). "Significance of midspan debonding failure in FRP plated concrete beams", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127(7): 792-798.
- 154) Seible, F. (2001). "Designing with FRP composites in the civil engineering structural environment". *Proceedings of the International conference on FRP Composite in Civil Engineering*, Hong Kong, China, Dec. 2001, pp. 73-84.
- 155) Seible, F., Karbhari, V.M., Burgueño. (1999). "Kings stormwater channel and I-5 Gilman Bridge USA". *Structural Engineering International*, IABSE, 9(4):250-253.
- 156) Seim W, Hormann M, Karbhari V, Seible F. (2001). "External FRP post-strengthening of scaled concrete slabs". *J Compos Construct* 2001; 5(2):67-75.
- 157) Shahawy, M. A., Arockiasamy, M., Beitelman, T. and Sowrirajan R. (1996). "Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates", *Composites: Part B*, 27B: 225-233.
- 158) Shahawy, M. and Beitelman, T.E. (1999). "Static and fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP laminates", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 125(6): 613 - 621.
- 159) Sharif, A. Al-Sulaimani, F.J., Basunbul, I.A. and Baluch, M.H. (1994). "Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates", *ACI Structural Journal*, 91(2): 160-168.
- 160) Sharma SK, Mohamed Ali MS, Sikdar PK. (2004) "Investigation of debonding failure in FRP plated beams". In: *Proceedings of FRP composites in civil engineering - CICE 2004*, Adelaide, Australia, 8- 10 December; 2004.
- 161) Shaw, M. A., and Drewett, J. F. (1999). "Case studies of carbon fibre bonding worldwide." *Strengthening of reinforced concrete structures using externally bonded FRP composites in structural civil engineering*, L. C. Hollaway, and M. B. Leeming, eds., Woodhead, Cambridge, UK.
- 162) Smith S.T, Teng JG. (2002). "FRP-strengthened RC structures-II: assessment of debonding strength models". *Engineering Structures* 2002; 24(4): 397-417.
-

- 163) Smith, S. T. Teng, J. G., and Chen, J. F. (2001). "Debonding in FRP plated RC beams induced by intermediate cracking." *Proc., ACUN-3 Int. Conf.: Technol. Convergence in Compos. Applications*, Sydney, Australia, 67–72.
- 164) Smith, S.T. & Gravina, R.J., (2007). "Modeling Debonding Failure in FRP Flexurally Strengthened RC Members Using a Local Deformation Model". *Journal of Composites for Construction*, 11(2), pp.184-191.
- 165) Smith, S.T. and Teng J.G. (2002a). "FRP strengthened RC beams – I: Review of debonding strength models". *Engineering Structures*, Elsevier, 24(4): 385-395.
- 166) Smith, S.T. and Teng J.G. (2002b). "FRP strengthened RC beams – II: assessment of debonding strength models". *Engineering Structures*, 24(4): 397-417.
- 167) Smith, S.T. and Teng J.G. (2003). "Shear debonding failure of FRP-plated RC beams". *Advances in Structural Engineering*. 6(3): 183-199.
- 168) Spadea G., Bencardino, F. and Swamy, R.N. (2000). "Optimizing the performance characteristics of beams strengthened with bonded CFRP laminates", *Materials and Structures*, RILEM, 33(226): 119-126.
- 169) Spadea, G., Bencardino, F. and Swamy, R. N.(1998). "Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP". *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(3): p132-137.
- 170) Swamy, R. N., Jones, R., and Charif, A. (1986). "Shear adhesion properties of epoxy resin adhesives." *Proc., Int. Symp. on Adhesion between Polymers and Concrete*, Chapman and Hall, London, 741–755.
- 171) Swamy, R.N. and Jones, R. (1987). "Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates", *The Structural Engineer*, 65: 59-68.
- 172) Swamy, R.N. and Mukhopadhyaya P. (1995). "Role and effectiveness of non-metallic plates in strengthening and upgrading concrete structures". *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, 2nd International RILEM Symposium FRPRCS-2, Ghent, Taerwe (ed), E & FN Spon, London, pp. 473-482.
- 173) Swamy, R.N. and Mukhopadhyaya, P. (1999). "Debonding of carbon fibre reinforced polymer plate from concrete beams". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings* 134: 301-317.
- 174) Taheri F, Shahin V, Widiarsa I. On the parameters influencing the performance of reinforced concrete beams strengthened with FRP plates. *Compos Struct* 2002; 58(2):217–26.
- 175) Takeo K, Matsushita H, Makizumi T, Nagashima G.(1997) "Bond characteristics of CFRP sheets in the CFRP bonding technique". In: *Proc. of Japan concrete institute*, vol. 19, no. 2. June, 1997. p. 1599–604.
- 176) Taljsten B. (1997) "Strengthening of beams by plate bonding". *J Mater Civil Eng ASCE* 1997; 9(4):206–12.
- 177) Täljsten, B. (1994). "Plate bonding: Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics." *Doctoral thesis*, Lulea° University of Technology, Sweden.

-
- 178) Täljsten, B. (1996). "Strengthening of concrete prisms using the plate bonding technique." *Int. J. Fract.*, 82(3), 253–266.
- 179) Täljsten, B. (1997). "Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete." *Int. J. Adhesion and Adhesives*, 17(4), 319–327.
- 180) Tan Z. (2002). "Experimental research for RC beam strengthened with GFRP". Master thesis, China: Tsinghua University; 2002 [in Chinese].
- 181) Tanaka, T. (1996). "Shear resisting mechanism of reinforced concrete beams with CFS as shear reinforcement." Graduation thesis, Hokkaido University, Japan.
- 182) Task Group 9.3. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report bulletin 14, fib-CEB-FIP; 2001.
- 183) Teng JG, Chen JF, Smith ST, Lam L. (2002) "FRP-strengthened RC structures". GB: J Wiley & Sons; 2002.
- 184) Teng J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L. (2000). "RC structures strengthened with FRP composites", The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China.
- 185) Teng, J. G., Smith, S. T., Yao, J., and Chen, J. F. (2003). "Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs." *Constr. Build. Mater.* 17(6), 447–462.
- 186) Teng, J., Yuan, H. & Chen, J., (2006). "FRP-to-concrete interfaces between two adjacent cracks: Theoretical model for debonding failure". *International Journal of Solids and Structures*, 43(18-19), pp.5750-5778.
- 187) Teng, J.G., and Yao J. (2007). "Plate end debonding in FRP plated RC beams-II: strength model". *Structural Engineering*, Elsevier, in-press.
- 188) Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T., and Lam, L. (2002). "FRP strengthened RC structures". John Wiley & Sons, LTD, West Sussex, England.
- 189) Teng, J.G., Lu, X.Z., Ye, L.P., and Jiang, J.J. (2004). "Recent research on intermediate crack induced debonding in FRP strengthened RC beams". *Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Calgary, Canada, 20-23 July, 2004, CSCE. CD-proceedings.
- 190) Teng, J.G., Zhang, J.W. and Smith, S.T. (2002). "Interfacial stresses in reinforced concrete beams bonded with a soffit plate: a finite element study", *Construction and Building Materials*, Elsevier, 16(1): p 1-14
- 191) Toutanji, H., Saxena, P., Zhao, L., and Ooi, T. (2007). "Prediction of interfacial bond failure of FRP-concrete surface." *J. Compos. Constr.*, 11(4), 427–432.
- 192) Triantafillou, T. C. and Plevris, N. (1992). "Strengthening of RC Beams with epoxy-bonded fibre-composite materials". *Materials and Structures*, RILEM, 25(148): 201-211.
- 193) Triantafillou, T.C., Deskovic, N. and Deuring, M. (1992). "Strengthening of Concrete Structures with Prestressed Fiber Reinforced Plastic Sheets". *ACI Structural Journal*, 89(3): 235-244.
- 194) Tumialan G, Serra P, Nanni A, Belarbi A. (1999). "Concrete cover delamination in reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets". In: Dolan CW,
-

- Rizkalla SH, Nanni A editors. Proceedings of the 4th sheets. In: Dolan CW, Rizkalla SH, Nanni A editors. Proceedings of the 4th international symposium on fiber reinforced polymers for reinforced concrete structures; 1999. p. 725–35.
- 195) Tumialan, G., Belarbi, A., and Nanni, A. (1999). "Reinforced Concrete beams strengthened with CFRP composites: failure due to concrete cover delamination". Department of Civil Engineering, Centre for infrastructure Engineering Studies, Report No. CEIS 99-01, University of Missouri- Rolla, USA.
 - 196) Ueda T, Dai JG, Sato Y. (2005). "Development of non-linear bond stress slip model of fiber reinforced plastics sheet-concrete interfaces with a simple method". J Compos Construct 2005; 9(1):52–62.
 - 197) Ueda T, Sato Y, Asano Y. (1999). "Experimental study on bond strength of continuous carbon fiber sheet". In: Proc. of 4th international symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures, SP-188. Farmington Hills (MI): ACI; 1999. p. 407–16.
 - 198) Ueda, T., Dai, J., and Sato, Y. (2003). "A Nonlinear bond stress–slip relationship for FRP sheet-concrete interface." Proc. of the International Symposium on Latest Achievement of Technology and Research on Retrofitting Concrete Structure, Kyoto, Japan, 113–120.
 - 199) Ulaga, T., Vogel, T., and Meier, U. (2003). "Bilinear stress-slip bond model: Theoretical background and significance." Proc. of the Sixth Int. Symp. on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), No. 1, World Science, Singapore, 153–162.
 - 200) Uomoto, T., and Mutsuyoshi, H. (2002). "Use of fiber reinforced polymer composites as reinforcing material for concrete". Journal of Materials in Civil Engineering, 14(3):191-209.
 - 201) van Gemert D. (1980). "Force transfer in epoxy-bonded steel–concrete joints". International Journal of Adhesion and Adhesives 1980; 1:67–72.
 - 202) Varastehpour, H. and Hamelin, P. (1996). "Analysis and study of failure mechanism of RC beam strengthened with FRP plate", Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Montreal, Canada, 11-14 August, 1996, El-Badry (ed.), CSCE, p 527-536.
 - 203) Varastehpour, H. and Hamelin, P. (1997). "Strengthening of concrete beams using fibre reinforced plastics". Materials and Structures, RILEM, 30(197): 160-166.
 - 204) Volnyy, V. A., and Pantelides, C. P. (1999). "Bond length of CFRP composites attached to precast concrete walls." J. Compos. for Constr., ASCE, 3(4), 168–176.
 - 205) Wang J. (2006). "Debonding of FRP-plated reinforced concrete beam, a bond slip analysis I. Theoretical formulation". Int J Solids Struct 2006; 43:6649–64.
 - 206) Wang, C.Y. and Ling, F.S. (1998). "Prediction models for debonding failure of cracked RC beams with externally bonded FRP sheets". Proceedings of the 2nd International Conference of Composites in Infrastructures (ICCI 98), Sadadatmanesh and Ehsani (eds), Tucson, Arizona, USA, pp. 548-562
 - 207) Wang, J., (2006). "Cohesive zone model of intermediate crack-induced debonding of FRP-plated concrete beam". International Journal of Solids and Structures, 43(21), pp.6630-6648.
 - 208) Wight, R.G., Green, M.F. and Erki, M. (2001). "Prestressed FRP sheets for post strengthening reinforced concrete beams", Journal of Composites for Construction, 5(4): 214-220.

-
- 209) Wu ZS, Yuan H, Hiroyuki Y, Toshiyuki K. (2001). "Experimental/analytical study on interfacial fracture energy and fracture propagation along FRP-concrete interface". In: ACI International SP-201-8. 2001. p. 133–52.
- 210) Wu ZS, Yuan H, Niu HD. (2002). "Stress transfer and fracture propagation in different kinds of adhesive joints". *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE 2002; 128(5):562–73.
- 211) Wu, Z. & Niu, H., (2007). "Prediction of Crack-Induced Debonding Failure in R/C Structures Flexurally Strengthened With Externally Bonded FRP Composites". *Doboku Gakkai Ronbunshuu E*, 63(4), pp.620-639.
- 212) Xiong GJ, Jiang H, Huang JZ, Xie HC. (2001). "Behaviour of concrete beams strengthened with hybrid carbon fiber-glass fiber sheets". In: Teng JG, editor. *Proceedings of the international conference on FRP composites in civil engineering – CICE*, Honk Hong; December 2001. p. 407–14.
- 213) Yang, Y.X., Yue, Q.R., and Hu, Y.C. (2001). "Experimental study on bond performance between carbon fibre sheets and concrete". *Journal of building structures*, 22(3): 36-42 (in Chinese).
- 214) Yang, Z.J., Chen, J.F., and Proverbs, D. (2003). "Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams", *Construction and Building Materials*, 17(1): 3-13.
- 215) Yao J, Teng JG, Chen JF. (2005) "Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints". *Composites-Part B: Engineering* 2005; 36(2):99–113.
- 216) Yao J., and Teng, J.G. (2007). "Plate end debonding in FRP plated RC beams-I: Experiments". *Structural Engineering*, Elsevier, in-press.
- 217) Ye LP, Hui W, Yue QR. (2001). "Analysis and calculation of flexural strength of RC members strengthened with CFRP sheet". *Build Struct* 2001; 35(3):3–5.
- 218) Yuan H, Teng JG, Seracino R, Wu ZS, Yao J. (2004) "Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints". *Engineering Structures* 2004; 26(5): 553–64.
- 219) Yuan, H. and Wu, Z.S. (1999). "Interfacial fracture theory in structures strengthened with composite of continuous fiber". *Proceedings of the Symposium of China and Japan, Science and Technology of the 21st Century*, Tokyo, Japan, pp. 142-155.
- 220) Yuan, H., Wu, Z., and Yoshizawa, H. (2001). "Theoretical solution on interfacial stress transfer of externally bonded steel/composite laminates". *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, JSCE, 675/1-55: 27-39.
- 221) Zarnic R, Gostic S, Bosiljkov V, Bokan-Bosiljkov V. (1999). "Improvement of bending load-bearing capacity by externally bonded plates". In: Dhir RK, Henderson NA, editors. *Creating with concrete*. London: Thomas Telford; 1999. p. 433–42.
- 222) Zhang GF, Kishi N, Mikami H. (2006). "Effects of design parameters on flexural behaviour of RC beams reinforced with FRP sheets". In: *Proceedings of the 2nd international FIB congress*, Naples, Italy; 5–8 June 2006. p. ID10–25.
- 223) Zhang, S., Raoof, M. and Wood L.A. (1995). "Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded steel plates", *Proceedings of the Institute of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 110: 257-268
-

- 224) Zhang, S., Raoof, M., and Wood, L. A. (1997). "Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded plates." *Proc., Inst. of Civ. Engrs., Struct. and Build.*, London, 122, 493–496.
- 225) Zhao HD, Zhang Y, Zhao M. (2000). "Research on the bond performance between CFRP plate and concrete". In: *Proc. of 1st conference on FRP concrete structures of China*. 2000. p. 247–53.
- 226) Zhao M, Zhao HD, Zhang Y. (2002). "Experimental study on flexural RC members strengthened with CFRP fabrics". *Struct. Eng.* 2002; 2:52–8.
- 227) Ziraba, Y. N., Baluch, M. H., Basunbul, A. M., Azad, A. K., Al-Sulaimani, G. J., and Sharif, I. A. (1995). "Combined experimental-numerical approach to characterization of steel-glue-concrete interface." *Mat. And Struct.*, Paris, 28, 518–525.
- 228) Ziraba, Y.N., Baluch, M.H., Basunbul, I.A., Sharif, A.M., Azad, A.K., and Al-Sulaimani, G.J., (1994). "Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external plates", *ACI Structural Journal*, 91(6): 639-646.
- E. Hognestad, N.W. Hanson, D. McHenry (1955) "Concrete stress distribution in ultimate strength design", *ACI Journal*, 52 (4), pp. 455–480
- Subramaniam, K. V., Carloni, C., and Nobile, L. (2011). "An understanding of the width effect in FRP-concrete debonding." *Strain*, 47(2), 127–137.